

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERIA

POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**Evaluación de la rigidez lateral  
efectiva de marcos rígidos con  
columnas compuestas embebidas**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

P R E S E N T A:

Alumno: **Ing. Miguel Angel García Hernández**

Asesor: **Dr. Tiziano Perea Olvera**



# DEDICATORIA

A mis padres, *Miguel Angel García Cuevas* y *Laura Hernández Murillo* por toda su paciencia, enseñanzas y amor que me brindaron, por todos sus esfuerzos para que nunca faltara nada en casa.

A mi novia, *Georgina Juárez Islas* por su apoyo incondicional, paciencia, consejos y amor que me ha demostrado.

A mis amigos, *Alejandro Cortes Alva*, *Blanca Rivera González*, *Sergio Aguilar Aportela*, *Clara Rivera González*, *José Luis Medina Ortiz*, *José Miguel Reyes Cortes*, *Ernesto González Montes*, *Evangelina Finney Cabañas*, *Ma. del Carmen Medécigo Muñoz*, *Mildred Barajas López* y *Miguel Castillo Pérez* por una amistad que crece con los años.

# AGRADECIMIENTOS

Expreso mi agradecimiento al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por financiar los estudios de maestría en ingeniería estructural y financiar una estancia de investigación en el extranjero.

A la Universidad Autónoma Metropolitana por financiar la asistencia a eventos técnico a través de su programa de becas para eventos de difusión y de investigación en ciencia y tecnología, la cual tuvo un gran impacto en la percepción de algunos parámetros de la investigación realizada.

Agradezco a mi tutor (y miembro del jurado) el Dr. Tiziano Perea Olvera, por todo el apoyo académico y personal a lo largo de mis estudios de posgrado.

Agradezco al Dr. Roberto T. Leon por recibirme en la institución “*Virginia Polytechnic Institute and State University*” y guiar la etapa final de esta investigación.

Agradezco a mis profesores del posgrado de Ingeniería Estructural de la Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco que me brindaron sus enseñanzas y tiempo.

## Índice

Índice de figuras.....	v
Índice de tablas .....	ix
1    Introducción.....	1
1.1    Ventajas y desventajas en el uso de secciones compuestas .....	3
1.2    Impacto del sistema constructivo .....	3
1.3    Limitaciones en el diseño .....	4
1.4    Objetivos .....	4
1.4.1    Objetivo General .....	4
1.4.2    Objetivos específicos .....	4
1.5    Metodología y alcances .....	5
1.6    Organización de la tesis.....	6
2    Antecedentes: Estado del arte de la investigación.....	9
2.1    Contexto histórico .....	9
2.2    Resistencia y ductilidad de secciones compuestas .....	12
2.3    Estudios experimentales del comportamiento sísmico de columnas compuestas SRC .	15
2.3.1    Comportamiento de columnas compuestas con detallado ordinario o no-dúctil ....	15
2.3.2    Comportamiento de columnas compuestas con detallado dúctil o especial .....	22
2.3.3    Especímenes de prueba .....	23
2.3.4    Configuración de la prueba.....	24
2.3.5    Comportamiento de los especímenes.....	25
2.3.6    Implicaciones de diseño .....	26
2.3.7    Conclusiones de este estudio .....	28
2.4    Simulación numérica.....	28
2.4.1    Modelo de plasticidad concentrada.....	28

2.4.2	Relaciones constitutivas en ciclos uniaxiales .....	29
2.4.3	Modelo de plasticidad concentrada.....	32
2.4.4	Modelos de deterioro .....	32
2.4.5	Aplicación del modelo IMK modificado .....	35
2.4.6	Conclusiones del estudio Lignos y Krawinkler (2011).....	38
2.5	Estudio del comportamiento de marcos rígidos con columnas compuestas .....	38
2.6	Medición de vibraciones .....	42
2.6.1	Análisis de vibraciones de estructuras .....	42
2.6.2	Diferencias esperadas con vibración forzada y sísmica.....	44
2.7	Formulación de las disposiciones de diseños para las especificaciones AISC-2005 .....	45
2.7.1	Base de datos del comportamiento de columnas compuestas.....	45
2.7.2	Desarrollo de ecuaciones de diseño para columnas compuestas .....	46
2.7.3	Comparaciones de diseño y calibración de columnas compuestas .....	48
2.8	Ecuaciones para la determinación de la rigidez efectiva ( $EI_{eff}$ ) de columnas compuestas revestidas (SRC).....	49
3	Metodología 1: Estudio de vibración ambiental.....	51
3.1	Introducción .....	51
3.2	Caso de estudio: “Torre Noria” .....	51
3.3	Instrumentación .....	54
3.4	Procesamiento de datos .....	57
3.5	Análisis modal.....	58
3.5.1	Calibración del modelo analítico de la Torre Noria con las distintas expresiones de $EI_{eff}$ .....	60
3.6	Evaluación de resultados .....	61
3.7	Comentarios finales del estudio de vibración ambiental.....	63

4	Metodología 2: Análisis de elementos finitos (AEF) .....	64
4.1	Introducción .....	64
4.2	Descripción de los modelos.....	64
4.2.1	Análisis lineal.....	64
4.2.2	Análisis no lineal.....	67
4.3	Evaluación de resultados .....	70
4.4	Comentarios finales del análisis por elementos finitos .....	75
5	Metodología 3: Calibración de modelos no lineales con respecto a estudios experimentales	76
5.1	Introducción .....	76
5.2	Principio de modelos de plasticidad.....	76
5.2.1	Plasticidad distribuida.....	76
5.2.2	Plasticidad Concentrada.....	77
5.3	Aplicación de los modelos de plasticidad a columnas compuestas embebidas .....	80
5.3.1	Plasticidad Distribuida.....	80
5.3.2	Plasticidad Concentrada.....	83
5.4	Calibración de los modelos no-lineales con ensayos experimentales de columnas compuestas embebidas .....	84
5.4.1	Comparación de la respuesta experimental vs analítica .....	86
5.4.2	Determinación de la resistencia de las columnas SRC a partir de los modelos no-lineales	90
5.5	Evaluación de la rigidez a flexión efectiva .....	92
5.6	Influencia de la dominación del material .....	94
5.7	Comentarios sobre la calibración y evaluación de la rigidez a flexión efectiva de los modelos .....	97
6	Metodología 4: Determinación del desempeño y respuesta de marcos a momento .....	98

6.1	Introducción .....	98
6.2	Selección de prototipos .....	98
6.2.1	Descripción de prototipos .....	99
6.3	Análisis elásticos .....	101
6.4	Análisis inelásticos .....	103
6.4.1	Principio de Plasticidad Concentrada .....	103
6.4.2	Modelo de Máximos Orientados (MMO) .....	104
6.5	Protocolo de carga .....	105
6.6	Resultados de los análisis .....	106
6.7	Análisis dinámico no lineal .....	112
6.7.1	Modelo .....	112
6.7.2	Historia de aceleraciones .....	113
6.7.3	Resultados del análisis dinámico no lineal .....	113
6.8	Comentarios sobre el desempeño y respuesta de marcos a momento .....	116
7	Conclusiones y recomendaciones .....	117
7.1	Conclusiones .....	118
7.1.1	Metodología 1 .....	118
7.1.2	Metodología 2 .....	119
7.1.3	Metodología 3 .....	119
7.1.4	Metodología 4 .....	120
7.1.5	Observaciones generales .....	120
7.2	Sugerencias para trabajos futuros .....	121
	Referencias .....	122



## Índice de figuras

Figura 1.1-Configuraciones de columnas compuestas (Perea y Leon, 2010).....	2
Figura 1.2- Metodología de investigación .....	6
Figura 2.1-Edificio Mc Graw, Nueva York (Eggenmann, 2006) .....	10
Figura 2.2-Columna Emperger, presentada en la feria de Leipzig en 1912 (Eggenmann, 2006)..	10
Figura 2.3-Edificio Ericsson, Viena, 1913 (Eggenmann, 2006).....	11
Figura 2.4- Columnas compuestas prototipo (El-Tawil y Deierlein, 1999) .....	13
Figura 2.5- Detallado de refuerzo sísmico (El-Tawil y Deierlein 1999) .....	13
Figura 2.6 - Definición de la relación de curvatura de ductilidad (El-Tawil y Deierlein, 1999)..	14
Figura 2.7- Esquema y detalles de la sección ( <i>mm</i> ) (Chen <i>et al.</i> , 2014).....	16
Figura 2.8- Programa de cargas (Chen <i>et al.</i> , 2014) .....	18
Figura 2.9- Configuración de la prueba (Chen <i>et al.</i> , 2014) .....	18
Figura 2.10- Patrón de fallas: (a) SRC1-1-2, (b) SRC2-1-1, (c) SRC3-3-2, (d) SRC4-5 (Chen <i>et al.</i> , 2014) .....	19
Figura 2.11- Curvas de histéresis (Chen <i>et al.</i> 2014).....	20
Figura 2.12- Detallado de especímenes de prueba (Ricles y Paboojian, 1994).....	23
Figura 2.13- Configuración de la prueba (Ricles y Paboojian, 1994) .....	24
Figura 2.14- Respuesta histeréticas de los especímenes (Ricles y Paboojian, 1994) .....	25
Figura 2.15- Respuesta inelástica de la columna compuesta (Ricles y Paboojian, 1994) .....	26
Figura 2.16- Curva envolvente de especímenes 3 y 5 (Ricles y Paboojian 1994).....	27
Figura 2.17- Niveles de confinamiento de la sección compuesta SRC (Denavit <i>et al.</i> , 2011).....	30
Figura 2.18- Relaciones constitutivas del concreto (Denavit <i>et al.</i> , 2011) .....	30
Figura 2.19- Esquema de pruebas Viga-Columna cíclicamente cargadas (Denavit <i>et al.</i> , 2011). 31	
Figura 2.20- Validación de resultados ante carga cíclica en vigas-columna (Denavit <i>et al.</i> , 2011) .....	31
Figura 2.21- Curva envolvente del modelo IMK (Lignos y Krawinkler, 2011).....	33
Figura 2.22- Ejemplos de calibración del modelo modificado IMK (Lignos y Krawinkler, 2011) .....	35
Figura 2.23- Estudio de un sistema de 4 niveles de acero ( <i>mm</i> ) (Suita <i>et al.</i> , 2008) .....	36
Figura 2.24- Distorsiones de entrepiso del estudio, Lignos y Krawinkler (2011).....	37
Figura 2.25- Distorsión de entrepiso del primer nivel, Lignos y Krawinkler (2011) .....	37

Figura 2.21- Resultados de resistencia axial (Denavit <i>et al.</i> , 2014) .....	41
Figura 3.1-Diagramas de interacción de columnas compuestas (Leon <i>et al.</i> , 2007) .....	49
Figura 3.1-Torre Noria: edificio estudiado para vibración ambiental .....	52
Figura 3.2- Corte esquemático Torre Noria.....	52
Figura 3.3- Planta tipo niveles 1 al 3. Torre Noria .....	53
Figura 3.4- Planta tipo niveles 4 al 25. Torre Noria .....	53
Figura 3.5- Sección compuesta SRC de la Torre Noria.....	54
Figura 3.6- Sistema de adquisición de datos SIGLAB modelo 20-42 y sensor PCB393B31 .....	55
Figura 3.7- Estudio de vibración ambiental torre “N” .....	55
Figura 3.8- Ubicación de sensores en planta y elevación .....	56
Figura 3.10- Espectros de potencia obtenidos a partir de registros .....	58
Figura 3.11- Distribución normal de los resultados de las pruebas de cilindros de concreto.....	59
Figura 4.12- Modelos analíticos de la Torre Noria.....	61
Figura 3.13- Errores obtenidos entre los periodos analíticos respecto a los de vibración ambiental .....	62
Figura 4.1- Sección para el análisis lineal de elementos finitos .....	65
Figura 4.2- Niveles de confinamiento del concreto dentro de una sección compuesta (Denavit <i>et al.</i> 2011) .....	65
Figura 4.3- Mallado del modelo lineal de elementos finitos .....	66
Figura 4.4- Ecuaciones constitutivas del modelo no lineal de elementos finitos .....	67
Figura 4.5- Elementos finitos empleados en el análisis no lineal. ....	68
Figura 4.6- Mallado del modelo no lineal de elementos finitos .....	69
Figura 4.7- Mallado de los materiales empleados en el análisis no lineal.....	69
Figura 4.8- Protocolo de carga análisis de elementos finitos.....	70
Figura 4.9- Resultados del análisis lineal de elementos finitos. a) concentración de esfuerzos principales, b) distribución de esfuerzos en la sección compuesta, c) deformación global del modelo, d) curva de capacidad del modelo.....	71
Figura 4.10- Modelo deformado posterior al análisis no lineal de elementos finitos.....	72
Figura 4.11- Curva de capacidad análisis no lineal de elementos finitos. ....	73
Figura 4.12- Diagrama de interacción de columna compuesta SRC .....	74
Figura 5.1- Elemento barra con sección discretizada en fibra .....	77

Figura 5.2- Modelo histerético bilineal con límite de resistencia, (Lignos y Krawinkler 2011)..	79
Figura 5.3- Comportamiento del modelo histerético de máximos orientados, (Lignos y Krawinkler 2012).....	79
Figura 5.4- Comportamiento del modelo histerético de máximos orientados con adelgazamiento, (Lignos y Krawinkler 2012).....	80
Figura 5.9- Configuración del programa experimental de baja ductilidad, (Chen <i>et al.</i> 2014)....	84
Figura 5.10- Configuración del programa experimental de alta ductilidad, (Ricles y Paboojian 1994) .....	85
Figura 5.11- Comparación de la respuesta experimental con la analítica a partir del modelo de fibras .....	86
Figura 5.12- Comparación de la respuesta experimental con la analítica a partir del modelo bilineal (MB).....	87
Figura 5.14- Comparación de la respuesta experimental con la analítica a partir del modelo de máximos orientados con adelgazamiento (MMOA).....	87
Figura 5.15- Comparación de la respuesta experimental con la analítica a partir del modelo de fibras .....	88
Figura 5.16- Comparación de la respuesta experimental con la analítica a partir del modelo de máximos orientados (MMO).....	89
Figura 5.17- Envolvente de resistencias cíclicas obtenidas experimentalmente y analíticamente	90
Figura 5.20- Curva de capacidad de una estructura.....	93
Figura 5.21- Secciones compuestas y la Influencia de la dominación de un material.....	94
Figura 5.22- Resistencia de columnas compuestas.....	96
Figura 6.1- Prototipos empleados por Perea <i>et al.</i> (2012) .....	100
Figura 6.2- Marco equivalente de los prototipos .....	102
Figura 6.3- Modelo de máximos orientados (Lignos y Krawinkler 2012) .....	104
Figura 6.4- Esquema del modelado no lineal.....	105
Figura 6.5- Protocolo de carga cíclica .....	106
Figura 6.6- Curva de capacidad cíclica y curva envolvente .....	106
Figura 6.7- Curvas envolventes de capacidad.....	107
Figura 6.8- Desplazamientos y distorsiones del espécimen de 3 niveles .....	109
Figura 6.9- Desplazamientos y distorsiones del espécimen de 6 niveles .....	110

Figura 6.10- Desplazamientos y distorsiones del espécimen de 15 niveles .....	111
Figura 6.11- Acelerograma “El Centro” .....	113
Figura 6.12- Historia de desplazamientos del 3er nivel.....	114
Figura 6.13- Desplazamientos y distorsiones máximas del análisis paso a paso.....	114
Figura 6.14- Historia de desplazamientos del 3er nivel, modelo vs. propuestas .....	115

## Índice de tablas

Tabla 2.1 – Propiedades de los materiales (Chen <i>et al.</i> , 2014).....	16
Tabla 2.2 – Parámetros de los especímenes (Chen <i>et al.</i> 2014).....	17
Tabla 2.3 – Factores de ductilidad de los especímenes (Chen <i>et al.</i> , 2014) .....	21
Tabla 2.4 – Detallado de especímenes de prueba (Ricles y Paboojian, 1994).....	24
Tabla 2.5 – Resultados del programa experimental (Ricles y Paboojian, 1994) .....	25
Tabla 2.6 – Factores de amplificación para obtener periodos de vibración forzada y sísmica.....	44
Tabla 2.7 – Resumen de base de datos utilizada por la AISC .....	46
Tabla 2.8 – Expresiones para $EI_{eff}$ .....	50
Tabla 3.1 – Periodos naturales de vibración medidos en el edificio.....	58
Tabla 3.2 – Periodos de vibración obtenidos por modelos analíticos (primer modo) .....	61
Tabla 3.3 – Errores obtenidos entre los periodos analíticos respecto a los de vibración ambiental .....	62
Tabla 4.1 – Ecuaciones constitutivas para el análisis línea de elementos finitos. ....	66
Tabla 4.2 – Variación de las propuestas con respecto al análisis de elementos finitos. ....	75
Tabla 5.1 – Inercia efectiva calculada con las propuestas evaluadas. ....	93
Tabla 5.2 – Variación de las propuestas con respecto a ensayos experimentales y modelos analíticos. ....	94
Tabla 5.3 – Características de los especímenes .....	95
Tabla 6.1 – Configuración de los prototipos empleados por Perea et al. (2012).....	101
Tabla 6.2 – Expresiones para calcular $EI_{eff}$ .....	102
Tabla 6.3 – Factores de desempeño de los especímenes .....	108
Tabla 6.4 – Error de la distorsión máxima de entrepiso de los análisis elásticos .....	112
Tabla 6.5 – Porcentaje de variación de la respuesta máxima .....	116

## 1 Introducción

El principio fundamental de la construcción compuesta es generar una sinergia en las propiedades mecánicas de elementos estructurales al garantizar el trabajo conjunto de los materiales que los componen. Ciertos materiales pueden ser utilizados con mayor eficiencia en ciertos tipos de condiciones de esfuerzos, por lo que la unión de un material resistente a la compresión con uno resistente a la tensión, ambos trabajando conjuntamente y puestos en una configuración apropiada, genera una combinación óptima al promover las cualidades mecánicas de cada material.

Las primeras aplicaciones de columnas “compuestas” consistieron en columnas de acero que se ahogaban en concreto para mejorar su apariencia o como protección contra el fuego, la corrosión, y/o fuerzas de impacto. En este caso, es evidente que la contribución del concreto influye en la respuesta que se determina en el análisis de la estructura de acero, por lo que conviene aprovechar las propiedades estructurales de ambos materiales para mejorar la predicción de la respuesta estructural.

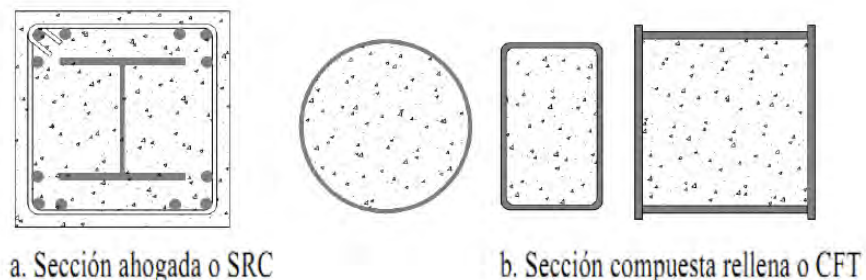
En ingeniería estructural, el término compuesto se aplica a la combinación de dos o más materiales que trabajan conjuntamente al garantizar su completa adherencia. En 1952, la especificación del *American Institute of Steel Construction* (AISC por sus siglas en inglés), aprobó por primera vez el uso de pisos compuestos en edificios de acero. Durante los últimos 30 años, la popularidad creciente de la construcción reticular compuesta ha provocado que algunos proyectistas incluyan la resistencia del concreto en sus cálculos. Actualmente se diseñan casi todo tipo de elementos estructurales de sección compuesta (sistemas de piso, trabes, armaduras y columnas), debido a que han demostrado ser una de las mejores opciones para edificios gracias a su comportamiento sísmico y su rápida construcción.

Las columnas compuestas se construyen con perfiles laminados o armados de acero ahogado en concreto, o bien, con concreto colocado dentro de tubos o tubulares de acero. De acuerdo con el Eurocódigo (2004), una columna puede denominarse compuesta si la sección de acero soporta entre el 20 y 90% de la carga de la columna. Los miembros resultantes son capaces de soportar cargas considerablemente mayores a las columnas de concreto reforzado de las mismas dimensiones.

Las aplicaciones de este sistema estructural se pueden encontrar en edificios de baja y gran altura. En edificios bajos, tales como bodegas, estacionamientos, entre otros, es deseable o casi necesario embeber las columnas de acero para protegerlas del fuego, impacto vehicular y corrosión. En edificios altos, las columnas compuestas frecuentemente son usadas en los marcos perimetrales, donde las columnas trabajan en conjunto con las vigas para resistir las cargas laterales.

Existen dos tipos generales de secciones para columnas compuestas, las cuales se realizan con distintas configuraciones:

- Columnas compuestas circulares de acero rellenas de concreto, también conocidas internacionalmente como secciones CFT (*Concrete-Filled Steel Tubes*) por sus siglas en inglés.
- Columnas compuestas de perfiles metálicos embebidos en concreto reforzado, conocidas como SRC (*Steel-Reinforced Concrete*) por sus siglas en inglés. La figura 1.1 muestra las configuraciones CFT y SRC



**Figura 1.1-Configuraciones de columnas compuestas (Perea y Leon, 2010)**

En la construcción de columnas compuestas del tipo SRC, la función del perfil de acero generalmente es soportar las cargas gravitacionales durante y posteriores a la construcción. Más tarde, el concreto reforzado provee la rigidez lateral de la estructura.

En el desarrollo de este proyecto de tesis se evaluarán únicamente el comportamiento de sistemas con columnas de sección compuesta de perfiles metálicos embebidos en concreto reforzado (SRC).

### **1.1 Ventajas y desventajas en el uso de secciones compuestas**

Para principios de los años 60's los estudios de investigación mostraron que el concreto interactuando con el acero estructural incrementa la resistencia a carga axial de las columnas significativamente, lo que llevó al desarrollo de columnas compuestas de todo tipo.

De acuerdo con Denavit *et al.* (2012), las principales ventajas de columnas compuestas son:

- Aumento de la resistencia de un elemento de tamaño determinado, favoreciendo la economía en el uso de las secciones de acero.
- Aumento de la rigidez, lo que lleva a una reducción de la esbeltez y mayor resistencia de pandeo.
- Mejora del comportamiento de la conexión en secciones de acero.
- Mayor resistencia sísmica.
- Mayor ductilidad del sistema.
- Factores de sobre resistencia superiores.
- Optimización en los tiempos de ejecución.
- Aumento de la redundancia estructural.

Las principales desventajas son:

- Complejidad en la ejecución.
- Mayor detallado en el diseño de conexiones.
- Falta de especificaciones integrales para su análisis y diseño.

### **1.2 Impacto del sistema constructivo**

La creciente demanda social por disponer de mayor calidad de espacios dentro de ciudades altamente pobladas ha favorecido la aplicación del sistema constructivo en construcción compuesta, a pesar de no contar con una reglamentación integral como en los casos para el diseño de estructuras de concreto reforzado o de estructuras de acero estructural.

La construcción de edificios con columnas compuestas ha sido desarrollada desde principios del siglo XX (Eggemann, 2006) sin distinciones sobre la vulnerabilidad sísmica de la zona. El uso de este sistema está enfocado principalmente a edificios de gran altura, debido a la alta resistencia,



rigidez y ductilidad que se puede alcanzar con columnas compuestas. Sin embargo, el valor preciso de la rigidez lateral que, efectivamente, desarrolla el sistema sigue siendo un punto de discusión entre los investigadores y en distintas normativas de diseño. Este hecho es lo que motiva al desarrollo del presente trabajo de investigación.

### **1.3 Limitaciones en el diseño**

Las secciones compuestas han demostrado que tienen una alta resistencia, rigidez, y ductilidad El-Tawil y Deierlein (1999). Sin embargo, hay una falta de orientación cuantitativa para el diseño de estructuras con estos miembros. En particular, hay pocos datos disponibles para justificar los factores de respuesta dinámica que desarrolla este sistema estructural. Usualmente, los miembros SRC se modelan con relaciones constitutivas tomadas directamente del acero estructural y la teoría de concreto reforzado. Las especificaciones de diseño actuales toman en cuenta la contribución de ambos materiales para calcular la capacidad estructural; no obstante, aún es común que algunos ingenieros en la práctica ignoren en el análisis estructural la contribución de alguno de los dos materiales en la sección compuesta con el supuesto de estar del lado “conservador”.

### **1.4 Objetivos**

#### ***1.4.1 Objetivo General***

El objetivo general de la presente investigación es determinar, a partir de diferentes metodologías, los valores de rigidez a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) de columnas compuestas embebidas (SRC) para fines de la estimación del periodo estructural y de los desplazamientos laterales de marcos rígidos.

#### ***1.4.2 Objetivos específicos***

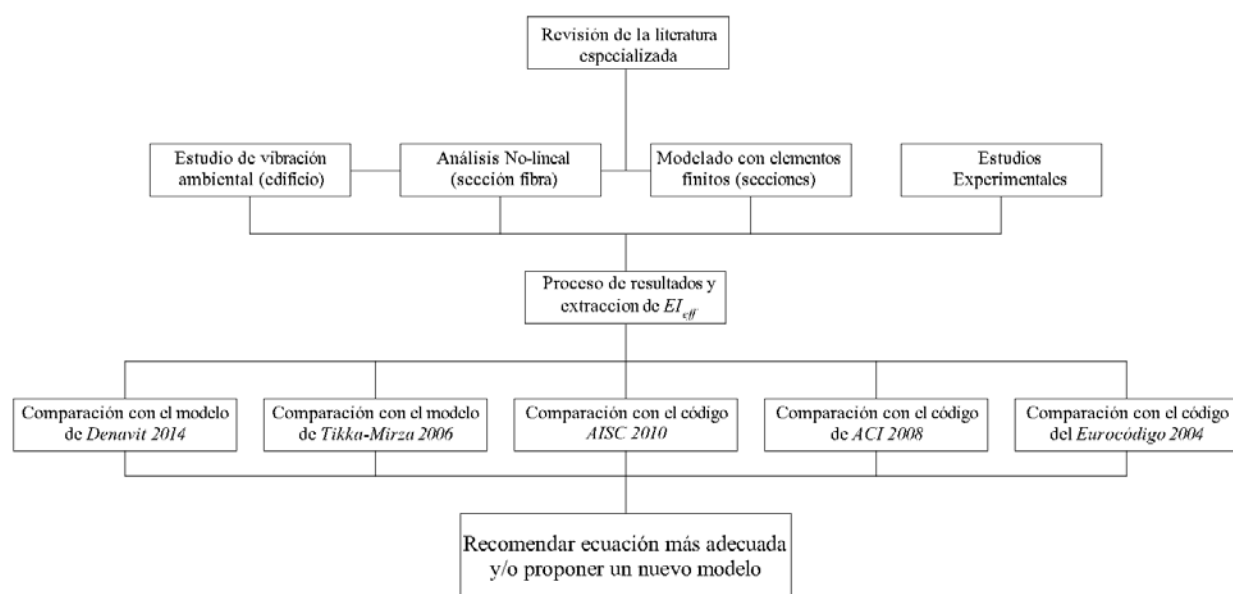
Los objetivos específicos del presente trabajo son:

- Evaluar diferentes propuestas reportadas en la literatura especializada para determinar la rigidez a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) de columnas compuestas SRC.
- Vibración ambiental de un edificio (i.e., Torre Noria)
- Calibración a ensayos experimentales (i.e., Chen *et al.* 2014, Ricles y Paboojian 1994)

- Análisis con elementos finitos
- Análisis con elementos fibra
- Análisis no-lineal con elementos fibra de marcos a momento
- Comparación con valores propuestos en Normas (e.g., AISC 2010, Eurocódigo 2004, ACI 2008) y los reportados en la literatura (Denavit *et al.* 2011, Tikka y Mirza 2006, entre otros).
- Hacer recomendación de diseño, y de ser necesario proponer ecuaciones para  $EI_{eff}$  que mejoren la predicción del desplazamiento y distorsiones de marcos a momento

### 1.5 Metodología y alcances

La metodología a seguir para el desarrollo de esta investigación consiste en utilizar el mayor número de herramientas de análisis disponibles. Para entender los distintos aspectos del comportamiento de columnas compuestas “SRC”, se evalúan y comparan metodologías teóricas y prácticas. La finalidad de seguir esta metodología permite entender la evolución en la degradación de la rigidez lateral que aporta este sistema. Esta investigación inicia con un estudio de campo a un edificio construido con este sistema. Un estudio de vibración ambiental permite conocer, entre otras cosas, las propiedades mecánicas de un sistema estructural, datos que son directamente función de su rigidez elástica. Los aspectos teóricos del comportamiento de columnas compuestas se evalúan mediante el uso de herramientas complejas de análisis estructural no lineal, incorporando los de principios de plasticidad concentrada y distribuida. Finalmente los resultados obtenidos a través de cada metodología se comparan para determinar la mejor predicción del comportamiento elástico de marcos rígidos construidos con columnas compuestas. La metodología a seguir se ilustra en la figura 1.2.



**Figura 1.2- Metodología de investigación**

## 1.6 Organización de la tesis

El presente documento está organizado en 7 capítulos, los cuales están descritos a continuación.

- En el presente Capítulo 1, se ofrece una introducción de los sistemas compuestos, los objetivos generales y específicos de la investigación, la metodología, los alcances y un breve resumen del contenido de la misma.
- El Capítulo 2 presenta una evaluación de propuestas de rigidez efectiva de columnas compuestas. En la sección 2.1 se presenta el contexto histórico de la construcción de edificios con columnas compuestas. En las secciones 2.2 al 2.5 se presenta un resumen de los aspectos relacionados al comportamiento sísmico de este sistema estructural que conforman el estado del arte de esta investigación. En la sección 2.6 se presentan las especificaciones relacionadas con el análisis y diseño de estructuras con columnas compuestas (AISC 2010, Eurocódigo 2004, ACI 2008, y propuestas de investigadores).
- El Capítulo 3 discute los resultados de la calibración de la rigidez elástica a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) para la determinación de los periodos fundamentales de vibración de un edificio con columnas compuestas revestidas (SRC), consiste de un perfil de acero revestido por una sección de concreto reforzado. La calibración de esta rigidez para el edificio de estudio se realiza a partir de las frecuencias naturales obtenidas de mediciones

de vibración ambiental, y de valores obtenidos con análisis modales utilizando ecuaciones teóricas y semiempíricas de rigideces efectivas evaluados en esta investigación. El edificio de 25 niveles de estudio está estructurado con marcos rígidos, un par de marcos arriostrados en su dirección transversal, y columnas de acero de sección I armadas y revestidas con concreto reforzado (SRC).

- El Capítulo 4 describe una metodología para determinar la rigidez a flexión de columnas compuestas (SRC). El método de elementos finitos puede predecir el comportamiento y degradación de la rigidez de columnas compuestas con aproximaciones numéricas confiables. El método de los elementos finitos es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales muy utilizado en diversos problemas de ingeniería y física. La variedad de problemas a los que puede aplicarse ha crecido enormemente, siendo el requisito básico que las ecuaciones constitutivas y ecuaciones de evolución temporal del problema a considerar sean conocidas de antemano. Los modelos presentados en este capítulo se modelaron en el software ANSYS.
- El Capítulo 5 calibra modelos no-lineales incorporando los principios de: plasticidad concentrada y plasticidad distribuida. Este capítulo evalúa el comportamiento no lineal de columnas compuestas embebidas a través de cuatro modelos de deterioro para reproducir la degradación de las propiedades elásticas. La primera metodología consiste en un modelo de plasticidad distribuida, en la cual las columnas compuestas se discretizan en fibras donde se asignan las leyes constitutivas correspondientes al material; los tres modelos restantes incorporan el principio de plasticidad concentrada con diferentes propiedades de deterioro y respuesta histerética. Los resultados que se obtienen se calibran con resultados que se reportan en estudios experimentales por Chen *et al.* (2014) y Ricles-Paboojian (1994).
- El Capítulo 6 desarrolla la última metodología para determinar el valor de  $EI_{eff}$  de columnas compuestas tipo SRC. La metodología empleada para este capítulo consiste en comparar los desplazamientos que se obtienen a partir de análisis inelásticos con los que se obtienen siguiendo el procedimiento descrito en las NTC-S (2004) a partir de análisis

elásticos. Esta metodología se aplica a un grupo específico de prototipos que incluyen una muestra representativa del espectro de los sistemas de marcos rígidos compuestos.

- El Capítulo 7 es referente a las conclusiones, en él se plasma un breve resumen de la investigación realizada, los objetivos alcanzados, así como recomendaciones para el desarrollo de trabajos futuros.

## **2 Antecedentes: Estado del arte de la investigación**

### **2.1 Contexto histórico**

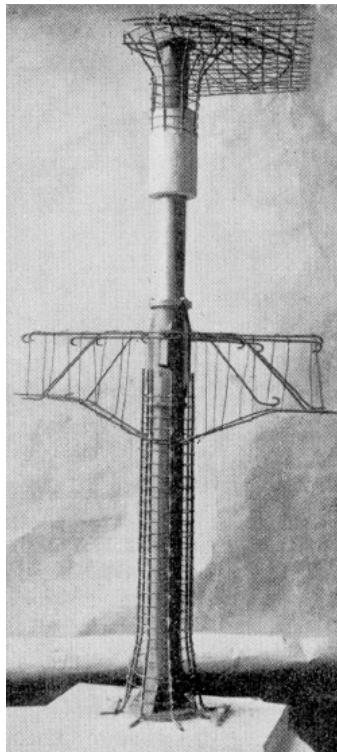
En ingeniería estructural, el término de construcción compuesta se aplica a miembros que integran la utilización de acero estructural y concreto reforzado trabajando conjuntamente. Los tres principales tipos de columnas compuestas se pueden constituir como: secciones completamente embebidas (SRC), parcialmente embebidas, y secciones huecas rellenas (CFT). De acuerdo con Eggenmann (2006), una de las primeras investigaciones realizadas a este sistema tienen lugar a principios del siglo XX, y la principal motivación era comprender el comportamiento general de la columna de acero protegida contra el fuego embebida en concreto.

William H. Burr en el año de 1908 realizó estudios experimentales a columnas rellenas de concreto, sin embargo, no publicó fórmulas de diseño ya que el número de especímenes no fueron suficientes. Burr diseñó el edificio “*Mc Graw Building*” en la ciudad de Nueva York, figura 2.1, considerado posiblemente como el primer edificio construido con columnas compuestas.

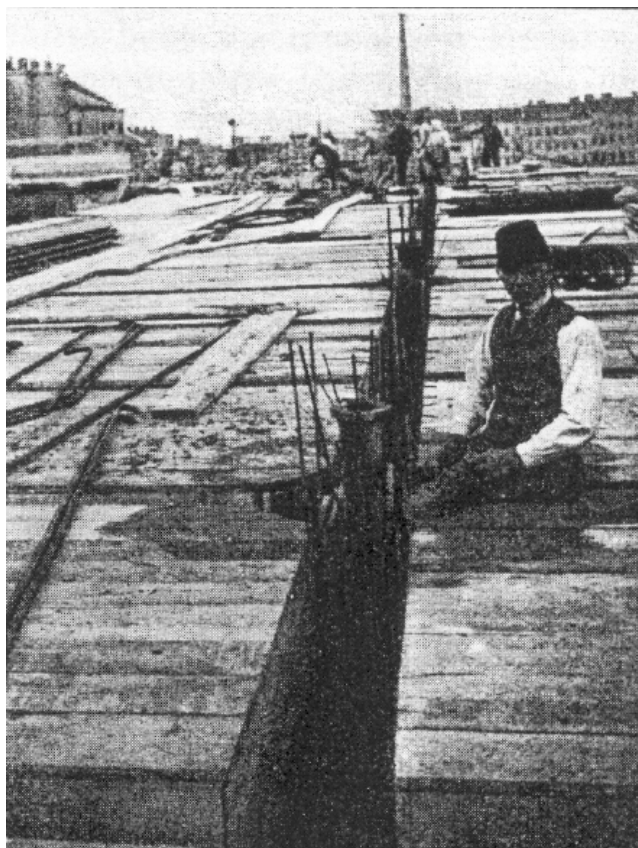
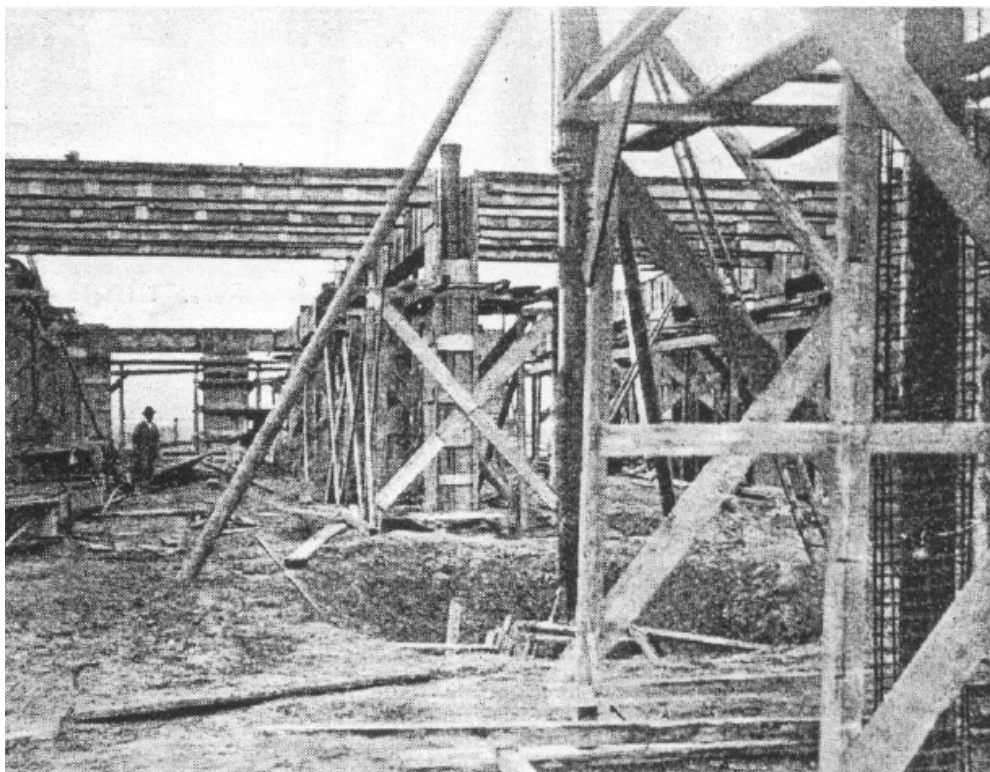
En Alemania, las primeras fórmulas de diseño fueron desarrolladas por el ingeniero Fritz Von Emperger. Las columnas en las que enfocó su investigación eran columnas de concreto con refuerzo longitudinal y transversal con un núcleo de hierro, que posteriormente se le llamó: “columna Emperger” (figura 2.2). El edificio “*Ericcson Factory*” en Viena fue construido con columnas Emperger (figura 2.3).



**Figura 2.1-Edificio Mc Graw, Nueva York (Eggenmann, 2006)**



**Figura 2.2-Columna Emperger, presentada en la feria de Leipzig en 1912 (Eggenmann, 2006)**



**Figura 2.3-Edificio Ericsson, Viena, 1913 (Eggenmann, 2006)**



En 1924, las especificación estándar para concreto y concreto reforzado ya incluía una sección específica de columnas compuestas que contenían formulas explícitas para el diseño de ambos tipos de columnas compuestas. Una vital ventaja para la construcción de edificios altos en la ciudad de Chicago entre los años 1920 y 1930. Esta especificación (ASCE, 1924) indicaban que, para columnas reforzadas con concreto estructural, se permitían esfuerzos 45% superiores a los de columnas de concreto reforzado simple. Las especificaciones incluían un párrafo que indicaba: *“las columnas compuestas deben ser diseñadas con precaución, se puede clasificar como columna compuesta si la sección de acero soporta la mayor parte de la demanda, y deben ser diseñadas conforme la práctica estándar de acero estructural”*. Esta especificación nulificaba la aportación de resistencia y rigidez de la acción compuesta. En Europa, la inclusión de un apartado específico para columnas compuestas se presentó en el año 1943, en las regulaciones de concreto de Alemania.

Para mediados del siglo XX este sistema era raramente utilizado, a pesar de que las primeras construcciones de edificios compuestos se desarrollaron a principios de ese mismo siglo. Sin embargo, debido a la necesidad de optimizar recursos debido a la recesión postguerra, los ingenieros alemanes notaron un gran ahorro de material al rellenar perfiles tubulares con concreto para la construcción de líneas de transmisión. Y por primera vez, para el año de 1953, en las especificaciones *“German estándar VDE0210”* se incluyó el término de esbeltez efectiva, involucrando las propiedades de ambos materiales, utilizada para el diseño de miembros compuestos, considerando la rigidez del concreto y acero en acción compuesta.

## **2.2 Resistencia y ductilidad de secciones compuestas**

Las columnas de secciones compuestas no han tenido la atención suficiente como lo son las columnas de acero o concreto reforzado para las provisiones sísmicas correspondientes.

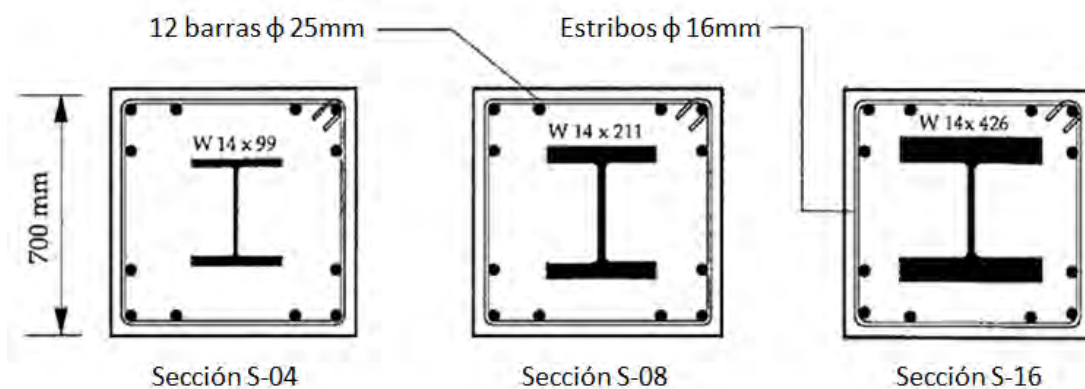
El uso de concretos de alta resistencia en los diseños sísmicos de secciones compuestas puede reducir la ductilidad debido a la fragilidad del material, este efecto genera incertidumbre en cuanto a cuál es el adecuado confinamiento que debería y si las especificaciones actuales son adecuadas.

El-Tawil y Deierlein (1999) realizaron estudios para evaluar las provisiones sísmicas de la AISC. Estos estudios determinaron la resistencia y ductilidad de columnas compuestas embebidas. Sus

estudios se basaron en el principio de plasticidad distribuida, con modelos analíticos discretizadas con fibras que describen el comportamiento inelástico del concreto y el acero.

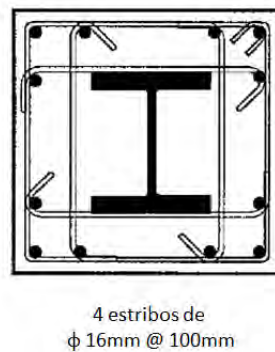
Los análisis realizados evaluaron la resistencia y ductilidad en función de los siguientes factores: la relación del acero estructural y el área gruesa, la resistencia nominal a compresión del concreto, el confinamiento del concreto a través de refuerzo transversal.

Los ejemplos prototipo desarrollados consistieron en 3 secciones diseñadas con los requerimientos del ACI-318, para investigar el comportamiento y los requerimientos para columnas con sección compuesta, figura 2.4. Estos refuerzos fueron utilizados para el primer grupo de análisis.



**Figura 2.4- Columnas compuestas prototipo (El-Tawil y Deierlein, 1999)**

La siguiente configuración de refuerzo fue involucrada en análisis posteriores, figura 2.5, con esta sección se evaluó los efectos del confinamiento y la ductilidad de la columna, atendiendo a los requerimientos sísmicos señalados por la AISC.



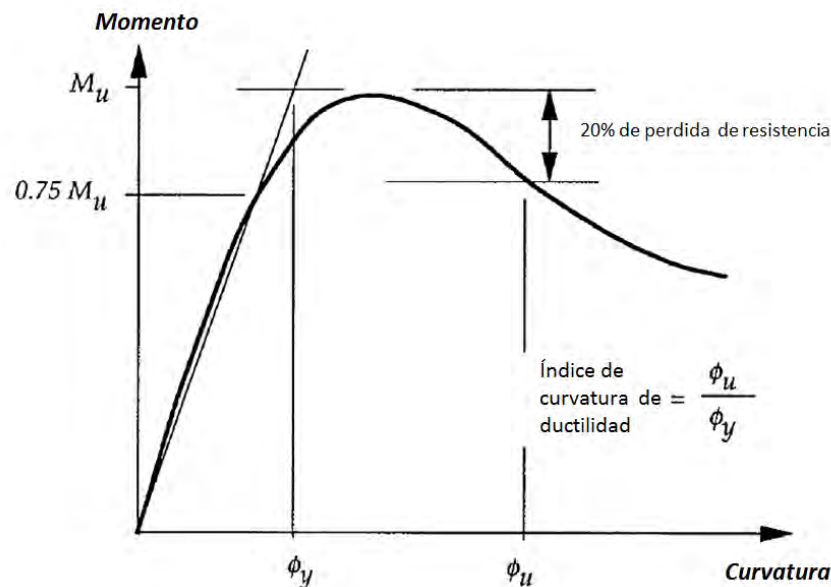
**Figura 2.5- Detallado de refuerzo sísmico (El-Tawil y Deierlein 1999)**

Se calcularon los diagramas de interacción (carga axial-momento) utilizando el método del ACI, AISC y el modelo de fibras. Al comparar los resultados se observó que el AISC suele ser muy conservador en la determinación de la capacidad de carga de la columna, pero su certeza crece conforme la contribución del concreto decrece, este efecto tiende a reaccionar de manera contraria para sección con concreto de alta resistencia. El análisis de fibras provee evidencia competente que da lugar a mejorar los modelos de diseño.

La resistencia de secciones compuestas calculada con los modelos de AISC es, aproximadamente, un 63% conservadora para columnas con relación perfil de acero - concreto de 0.04.

Definiendo la curvatura de fluencia  $\phi_y$  y la curvatura ultima  $\phi_u$ , figura 2.6, la curvatura de ductilidad de una sección  $\mu_\phi$  se define como:

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y \quad (2.2)$$



**Figura 2.6 - Definición de la relación de curvatura de ductilidad (El-Tawil y Deierlein, 1999)**

La ductilidad en las secciones compuestas varía dependiendo de las características del concreto y de la aplicación de carga, por ejemplo, para concretos de alta resistencia ( $69 \text{ MPa} < f'_c < 110 \text{ MPa}$ ) sin refuerzo sísmico tiene una curvatura de ductilidad baja en orden de  $\mu_\phi=1-2$ , cuando se somete a niveles intermedio de carga axial ( $P = 0.3 - 0.6P_o$ ) en contraste a columnas con

resistencias normales de concreto (28 MPa) que tienen ductilidades de  $\mu_{\phi}=4-12$ , bajo las mismas condiciones. La ductilidad mejora significativamente cuando el acero de confinamiento se diseña con las previsiones sísmicas del AISC para secciones compuestas.

La presencia de un gran núcleo de acero provee un benéfico esfuerzo residual después de que el concreto se fractura, como consecuencia se mejora la ductilidad, así que bajo condiciones sísmicas severas el deterioro del concreto absorbe energía y el acero en el núcleo resiste la carga muerta de la estructura y prevé suficiente esfuerzo residual para minimizar el riesgo de colapso.

### **2.3 Estudios experimentales del comportamiento sísmico de columnas compuestas SRC**

En años recientes, el uso de secciones compuestas se utiliza principalmente en edificios de alturas importantes en diversos países debido a su excelente comportamiento sísmico. El amplio uso de secciones compuestas en estructuras altas ha motivado a los investigadores de varios países en desarrollar investigación para comprender el comportamiento sísmico de dichas estructuras.

En la presente sección, se discuten solo dos esfuerzos para entender el comportamiento de columnas compuestas embebidas a través de ensayos experimentales realizados en laboratorio ante cargas laterales cíclicas y con dos diferentes niveles de detallado extremos, es decir, con detallado ordinario o no dúctil (Chen *et al.*, 2014) y con detallado dúctil o especial (Ricles y Paboojian 1994).

Esta sección no describe la lista detallada de todo el universo de los ensayos experimentales de columnas compuestas embebidas reportados en la literatura; para este fin, se recomienda consultar una integral base de datos con columnas compuestas SRC recolectada y documentada por Leon *et al.* (Aho y Leon 1997, Kim y Leon 2005), así como una sinopsis de estudios experimentales de miembros, conexiones y sistemas compuestos editada y documentada por Hajjar *et al.*, 2011.

#### **2.3.1 Comportamiento de columnas compuestas con detallado ordinario o no-dúctil**

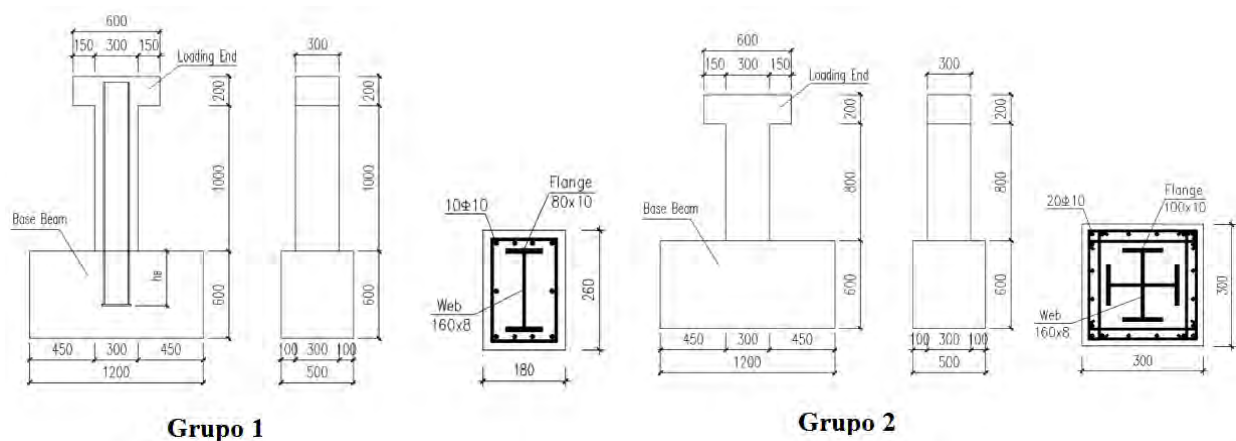
Chen *et al.* (2014) desarrolló un estudio experimental, donde atribuye el comportamiento sísmico a los siguientes factores principales: relación en la compresión aplicada en la sección, relación de

fuerzas cortantes en cada crujía, relación del acero estructural, relación de acero de refuerzo, relación de estribos, y profundidad de ahogamiento de la sección de acero estructural.

Se desarrollaron 2 grupos de especímenes para el estudio:

- Grupo 1: perfil de acero H,  $\lambda = 4.23$
- Grupo 2: perfil de acero “cruz”,  $\lambda = 3$

$\lambda$  es relación de fuerza cortante ( $\lambda = \frac{M}{V \cdot h}$ ), donde M es el momento, V es la fuerza cortante, y h es el peralte de la sección de la columna.



**Figura 2.7- Esquema y detalles de la sección (mm) (Chen *et al.*, 2014)**

Las propiedades de los materiales utilizados para los ensayos se resumen en la tabla 2.1.

**Tabla 2.1 – Propiedades de los materiales (Chen *et al.*, 2014)**

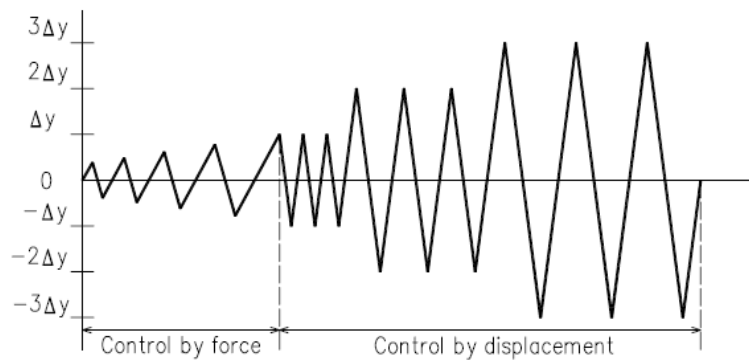
Concreto			
	Resistencia a la compresión (MPa)	Resistencia a la tensión (MPa)	Módulo de elasticidad (MPa)
C50	37.50	3.10	39,700.00
Acero			
	Límite de fluencia (MPa)	Resistencia última (MPa)	Módulo de elasticidad (MPa)
Q345	285.00	423.00	206,000.00
HRB335	357.00	514.00	202,000.00
HRB235	276.00	415.00	211,000.00

El primer grupo de especímenes se dividió en 3 subgrupos (SRC1, SRC2, SRC3) con relaciones de compresión axial de 0.5, 0.65, 0.75, respectivamente, cada subgrupo incluyó 6 especímenes con 3 diferentes configuraciones de estribos. El segundo grupo de especímenes (SRC4) se ensayó bajo la relación de compresión de 0.65 con 5 diferentes configuraciones de estribos.

Las cargas aplicadas en los ensayos contaron con 2 pasos, (1) la fuerza de compresión axial se aplicó con un gato hidráulico hasta alcanzar la relación esperada y mantenida constante durante todo el ensaye. (2) la carga cíclica reversible lateral se aplicó con un actuador. El desarrollo de la carga lateral se dividió en 2 fases, antes y después de la fluencia. Un incremento gradual de la carga lateral se desarrolló a lo largo del ensaye, inicialmente se aplicó al 20% de la resistencia calculada y después se aumentó progresivamente 10%. En cada nivel de fuerza, la carga lateral se repitió solo una vez, en la fase posterior a la fluencia la carga lateral se produjo al aplicar un desplazamiento, y en cada nivel de carga se multiplicó por el desplazamiento de fluencia, repitiéndola 3 veces en cada paso. La prueba se detuvo cuando la carga lateral alcanzo el 85% de la carga última o cuando la estructura se comportó inestable. La tabla 2.2 y la figura 2.8 muestran el programa de cargas.

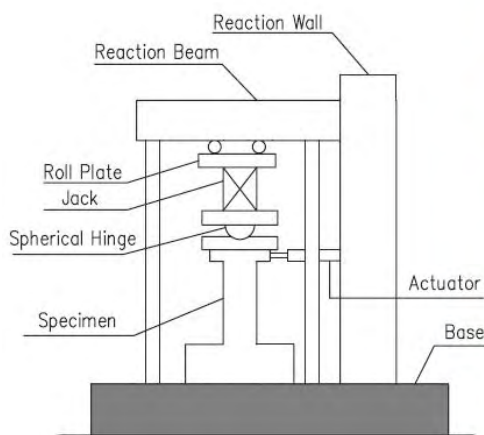
**Tabla 2.2 – Parámetros de los especímenes (Chen *et al.* 2014)**

Number	Axial compression ratio $n$	Shear span ratio $\lambda$	Concrete grade	Steel ratio $\rho_a$ (%)	Reinforcement ratio $\rho_s$ (%)	Stirrup ratio $\rho_v$ (%)	Detailing of stirrup	Embedded depth ratio $h_B/h_a$
SRC1-1-1	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	$\phi 6.5@53$	3
SRC1-1-2	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	$\phi 6.5@53$	2.5
SRC1-2-1	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	1.17	$\phi 6.5@65$	3
SRC1-2-2	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	1.17	$\phi 6.5@65$	2
SRC1-3-1	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	0.95	$\phi 6.5@80$	3
SRC1-3-2	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	0.95	$\phi 6.5@80$	3
SRC2-1-1	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.77	$\phi 6.5@43$	3
SRC2-1-2	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.77	$\phi 6.5@43$	3
SRC2-2-1	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	$\phi 6.5@53$	3
SRC2-2-2	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	$\phi 6.5@53$	3
SRC2-3-1	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.17	$\phi 6.5@65$	3
SRC2-3-2	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.17	$\phi 6.5@65$	3
SRC3-1-1	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	2.05	$\phi 6.5@37$	3
SRC3-1-2	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	2.05	$\phi 6.5@37$	3
SRC3-2-1	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	1.77	$\phi 6.5@43$	3
SRC3-2-2	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	1.77	$\phi 6.5@43$	2.5
SRC3-3-1	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	$\phi 6.5@53$	3
SRC3-3-2	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	$\phi 6.5@53$	2
SRC4-1	0.65	3	C50	7.22	2.51	2.41	$\phi 6.5@41$	2.5
SRC4-2-1	0.65	3	C50	7.22	2.51	2.06	$\phi 6.5@48$	2.5
SRC4-2-2	0.65	3	C50	7.22	2.51	2.06	$\phi 6.5@48$	2.5
SRC4-3-1	0.65	3	C50	7.22	2.51	1.77	$\phi 6.5@56$	2.5
SRC4-3-2	0.65	3	C50	7.22	2.51	1.77	$\phi 6.5@56$	2.5
SRC4-4-1	0.65	3	C50	7.22	2.51	1.50	$\phi 6.5@66$	2.5
SRC4-4-2	0.65	3	C50	7.22	2.51	1.50	$\phi 6.5@66$	2.5
SRC4-5	0.65	3	C50	7.22	2.51	1.27	$\phi 6.5@78$	2.5



**Figura 2.8- Programa de cargas (Chen *et al.*, 2014)**

Las mediciones fueron grabadas automáticamente por los sensores instalados en el actuador, los desplazamientos se registraron con un equipo de medición colocado en la parte superior del espécimen.



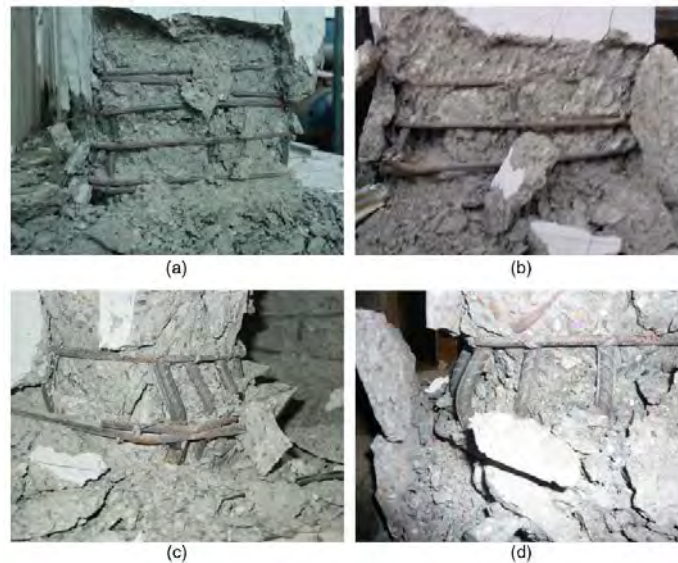
**Figura 2.9- Configuración de la prueba (Chen *et al.*, 2014)**

### **2.3.1.1 Resultados de las pruebas**

Todos los especímenes fallaron por flexo-compresión. Al inicio de ensaye se presentaron fisuras horizontales en las 4 esquinas de la base de la columna (aplicación de fuerza horizontal). Al incrementar la carga, las fisuras se expandieron desde las esquinas hacia arriba y hacia el centro. Continuando con el incremento de carga las fisuras se unieron y extendieron hasta los patines del perfil de acero. Las fisuras verticales se desarrollaron ante la carga reversible. Finalmente cuando



ocurrió el desconchamiento del concreto el acero de refuerzo de pandeo y rápidamente la capacidad de la columna se redujo, figura 2.10.



**Figura 2.10- Patrón de fallas: (a) SRC1-1-2, (b) SRC2-1-1, (c) SRC3-3-2, (d) SRC4-5 (Chen *et al.*, 2014)**

### **2.3.1.2 Curvas de histéresis**

Las curvas de histéresis muestran claramente el desempeño sísmico. Todas las curvas de histéresis muestran una gran disipación de energía lo cual indica el buen comportamiento sísmico.

El comportamiento de los especímenes fue aproximadamente elástico hasta antes de la resistencia de fluencia. La rigidez de los especímenes decayó lentamente desde la fluencia hasta la carga última. Después de la carga última, al aplicar los desplazamientos la deformación plástica creció y la curva de histéresis ascendió en amplitud, reflejando la gran cantidad de disipación de energía (Figura 2.11).



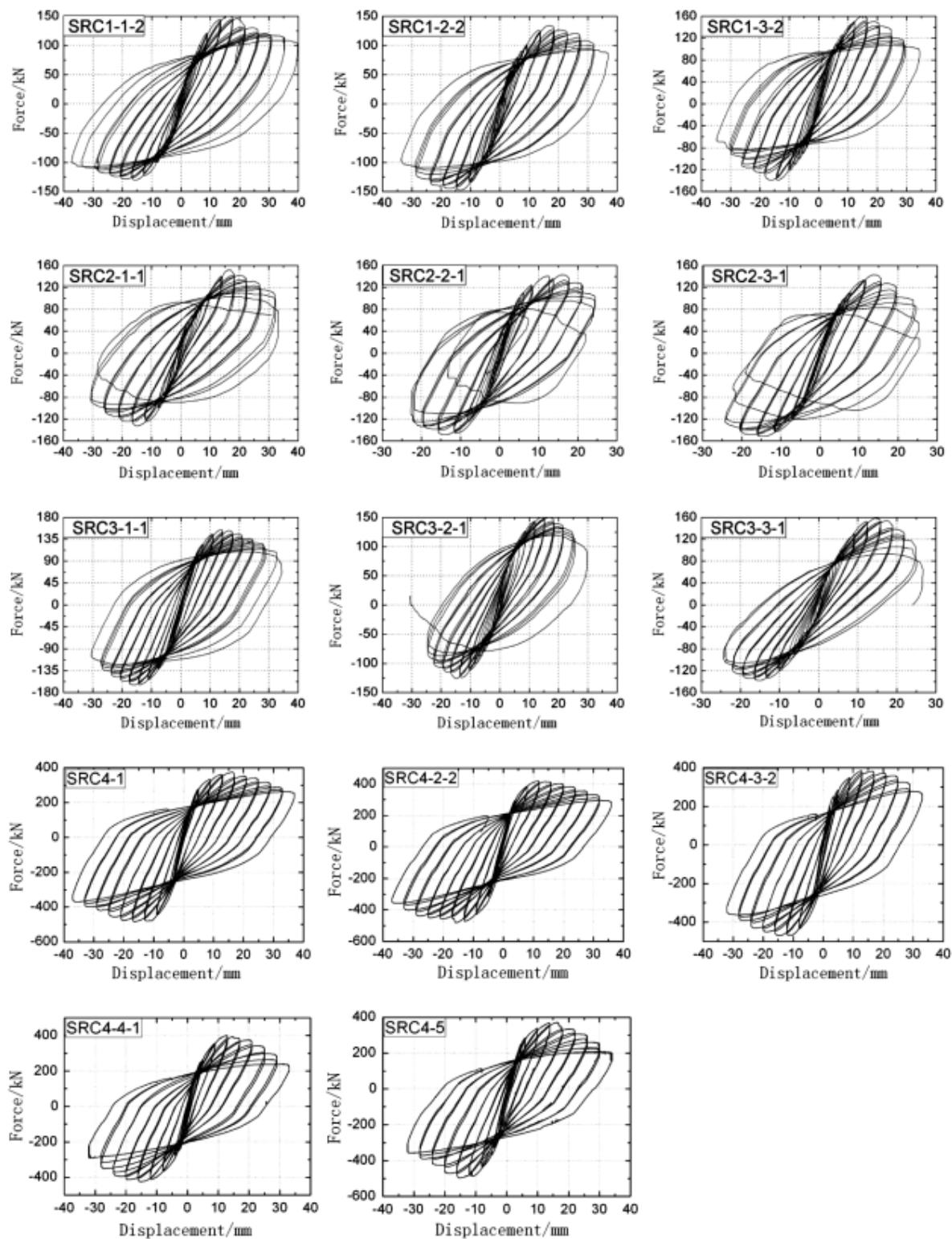


Figura 2.11- Curvas de histéresis (Chen *et al.* 2014).

### 2.3.1.3 Factor de ductilidad

El factor de ductilidad es utilizado para determinar la capacidad de deformación y el comportamiento sísmico de la estructura. El factor de ductilidad  $\mu$ , es definido como la relación del desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia, ecuación 2.3.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.3)$$

La tabla 2.3 muestra las relaciones de ductilidad de los especímenes. La ductilidad se reduce con el incremento de carga axial, de forma contraria, la ductilidad mejora con un incremento en la cantidad de estribos. Los especímenes que tuvieron un mejor comportamiento de ductilidad son aquellos reforzados con perfiles de cruz.

**Tabla 2.3 – Factores de ductilidad de los especímenes (Chen *et al.*, 2014)**

Number	Axial compression ratio $n$	Stirrup ratio $\rho_v$ (%)	Ductility factor $\mu$		
			Tension	Compression	Average
SRC1-1-1	0.5	1.43	4.34	3.96	4.15
SRC1-1-2	0.5	1.43	4.12	5.31	4.72
SRC1-2-1	0.5	1.17	3.56	3.93	3.75
SRC1-2-2	0.5	1.17	3.36	4.7	4.03
SRC1-3-1	0.5	0.95	2.69	3.19	2.94
SRC1-3-2	0.5	0.95	3.75	3.56	3.66
SRC2-1-1	0.65	1.77	2.73	3.36	3.05
SRC2-1-2	0.65	1.77	4.63	3.89	4.26
SRC2-2-1	0.65	1.43	3.44	3.87	3.66
SRC2-2-2	0.65	1.43	2.56	3.38	2.97
SRC2-3-1	0.65	1.17	2.75	3.89	3.32
SRC2-3-2	0.65	1.17	2.77	2.85	2.81
SRC3-1-1	0.75	2.05	4.43	3.77	4.10
SRC3-1-2	0.75	2.05	3.18	3.24	3.21
SRC3-2-1	0.75	1.77	3.31	2.77	3.04
SRC3-2-2	0.75	1.77	3.38	2.15	2.77
SRC3-3-1	0.75	1.43	2.62	2.73	2.68
SRC3-3-2	0.75	1.43	2.96	2.53	2.75
SRC4-1	0.65	2.41	4.85	4.08	4.47
SRC4-2-1	0.65	2.06	5.7	4.39	5.05
SRC4-2-2	0.65	2.06	5.67	4.19	4.93
SRC4-3-1	0.65	1.77	4.81	3.89	4.35
SRC4-3-2	0.65	1.77	5.1	4.74	4.92
SRC4-4-1	0.65	1.50	3.58	4.81	4.2
SRC4-4-2	0.65	1.50	4.42	3.57	4
SRC4-5	0.65	1.27	3.42	4.08	3.75

#### **2.3.1.4 Conclusiones del estudio experimental**

Las columnas con secciones compuestas ante cargas sísmicas fallan a flexo-compresión. La resistencia decrece lentamente y la capacidad de deformación es alta con respecto a una columna de concreto simplemente reforzada, lo que prueba que estas columnas tienen un comportamiento sísmico favorable. La carga axial es un factor que afecta empeorando el comportamiento sísmico, contrariamente a la carga axial, al incrementar la configuración de los estribos mejora el comportamiento. Las secciones cruz exhiben un mejor desempeño que las secciones H, debido a la simetría de la sección, la cual proporciona una misma resistencia en ambos sentidos.

#### **2.3.2 Comportamiento de columnas compuestas con detallado dúctil o especial**

Ricles y Paboojian (1994) desarrollaron un programa experimental para investigar el comportamiento de columnas compuestas sometidas a cargas sísmicas simuladas. Este programa consistió en evaluar el comportamiento sísmico de columnas compuestas embebidas sujetas a cargas combinadas: axial, flexión y fuerza cortante.

Los parámetros estudiados en dicha investigación incluyeron distintos factores como: el grado de confinamiento requerido para lograr una ductilidad adecuada bajo carga cíclica, la efectividad de los conectores de cortante, el grado de resistencia de concreto y el mecanismo resistente a cortante de columnas compuestas.

La ductilidad es uno de los aspectos más importantes para garantizar un comportamiento sísmico satisfactorio. Para garantizar la ductilidad de las columnas compuestas sujetas a cargas sísmicas, se requiere un adecuado detallado en el acero de refuerzo transversal. Este acero de refuerzo garantiza el confinamiento del núcleo de concreto, así como la prevención del pandeo del acero de refuerzo longitudinal. En esta investigación se utilizaron las provisiones sísmicas del ACI-318 (2008), el área requerida para el refuerzo transversal debe ser la mayor de:

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \quad (2.4)$$

$$A_{sh} = 0.12sh_c \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[ 0.5 + 1.25 \left( \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} \right) \right] \quad (2.5)$$

donde:

$h_c$  : Distancia de centro a centro de del refuerzo transversal.

$f_{yh}$  : Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo transversal.

$A_g$  : Área gruesa de la sección de la columna.

$A_{ch}$  : Área del núcleo confinado.

### 2.3.3 Especímenes de prueba

Cuatro tipos de detallados fueron evaluados por Ricles y Paboojian (1994), denominados tipo A, B, C y D, figura 2.12. En todos ellos se embebió una sección W8x40 con acero A572 grado 50. Estos detallados fueron seleccionados debido a que cumplen con lo indicado por la normatividad utilizada. Todos los especímenes tienen acero de refuerzo transversal del No. 3. El detallado tipo A, consiste en 12 barras longitudinales con estribos dobles cerrados rectangulares y octogonales. El detallado tipo B, omite el estribo octogonal y solo tiene 4 barras longitudinales. Los detallados tipo C y D, son similares al A y B, respectivamente, con la excepción de conectores de cortante de 12.7mm de diámetro por 50.8mm de longitud colocados a una separación de 191mm en cada patín del perfil embebido. Un resumen del detallado de los especímenes se muestra en la tabla 2.4.

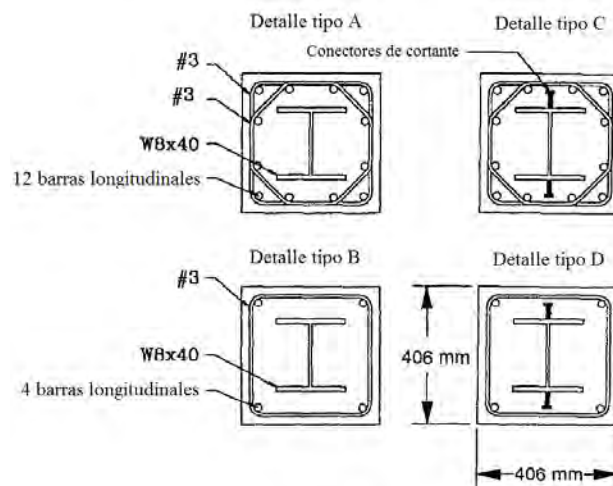


Figura 2.12- Detallado de especímenes de prueba (Ricles y Paboojian, 1994)

Tabla 2.4 – Detallado de especímenes de prueba (Ricles y Paboojian, 1994)

Specimen no. (1)	$A_s/A_g$ (2)	$d_b$ (mm) (3)	$s$ (mm) (4)	Detail type (5)	$L$ (mm) (6)	$f'_c$ (MPa) (7)	$P/f'_c A_g$ (8)	$s_{max}$ (mm) (9)
1	0.019	15.8; 22.2	127	A	2,489	32.7	0.276	109
2	0.009	22.2	63.5	B	2,489	34.5	0.261	153
3	0.028	22.2	95.3	A	1,930	30.9	0.292	153
4	0.016	28.6	95.3	B	1,930	31.1	0.290	197
5	0.028	22.2	95.3	C	1,930	34.5	0.262	153
6	0.016	28.6	95.3	D	1,930	35.8	0.252	197
7	0.028	22.2	95.3	A	1,930	62.9	0.143	153
8	0.028	22.2	95.3	C	1,930	64.5	0.140	153

donde:

$A_s$  : área de acero de refuerzo

$A_g$  : área gruesa de la columna

$d_b$  : peralte del perfil de acero

$s_{max}$  : separación de los estribos

### 2.3.4 Configuración de la prueba

La configuración de la prueba utilizada para cada espécimen, figura 2.13, consistió en aplicar una carga axial monotónica  $P$  y una carga lateral cíclica lateral  $H$  en el sentido del eje fuerte del perfil de acero. Cada espécimen fue probado aplicando una carga axial  $P$  constante. La carga lateral  $H$ , simulando la carga sísmica, fue aplicada cíclicamente bajo un control de desplazamientos utilizando un actuador hidráulico colocado en el extremo libre de la columna.

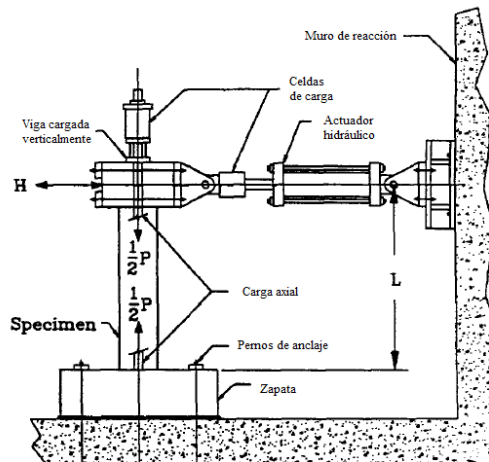


Figura 2.13- Configuración de la prueba (Ricles y Paboojian, 1994)

### 2.3.5 Comportamiento de los especímenes

El desplazamiento lateral en el extremo libre de la columna en relación con la carga aplicada se muestra a través de los diagramas de histéresis, figura 2.14. Los valores de desplazamiento máximo  $\theta_{\max}$  y momento último  $M_{\max}$  se muestran en la tabla 2.5.

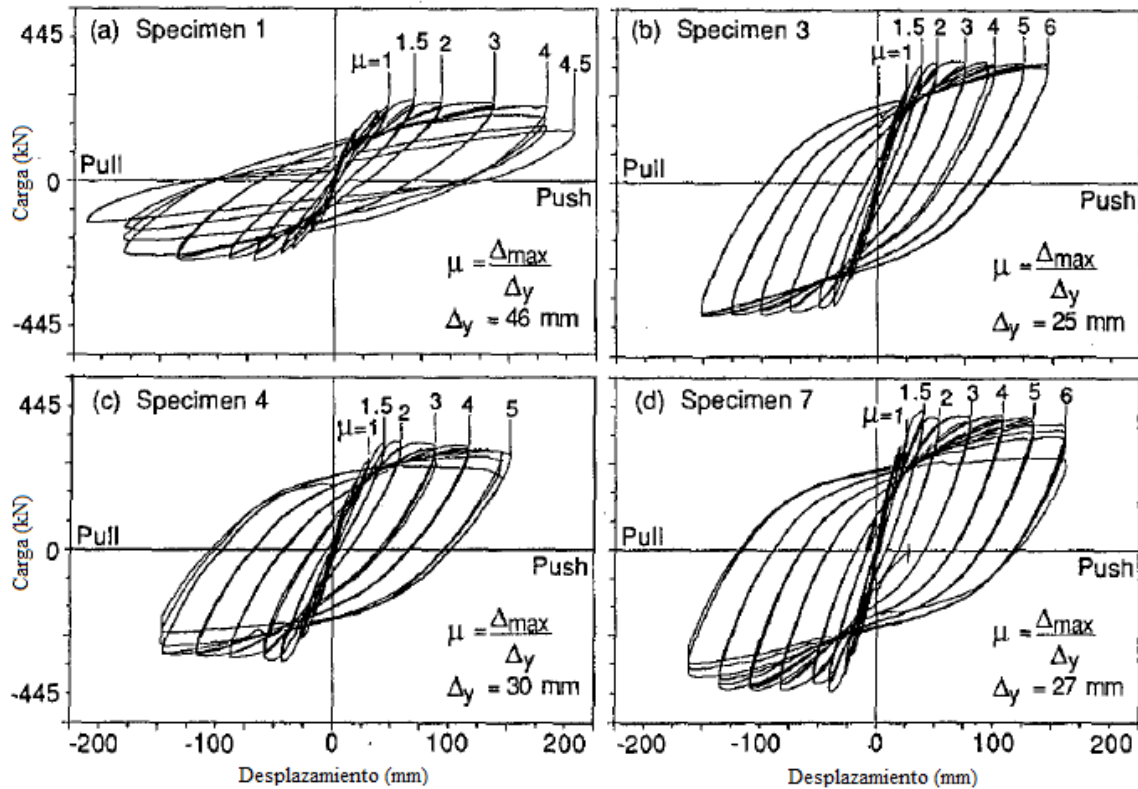
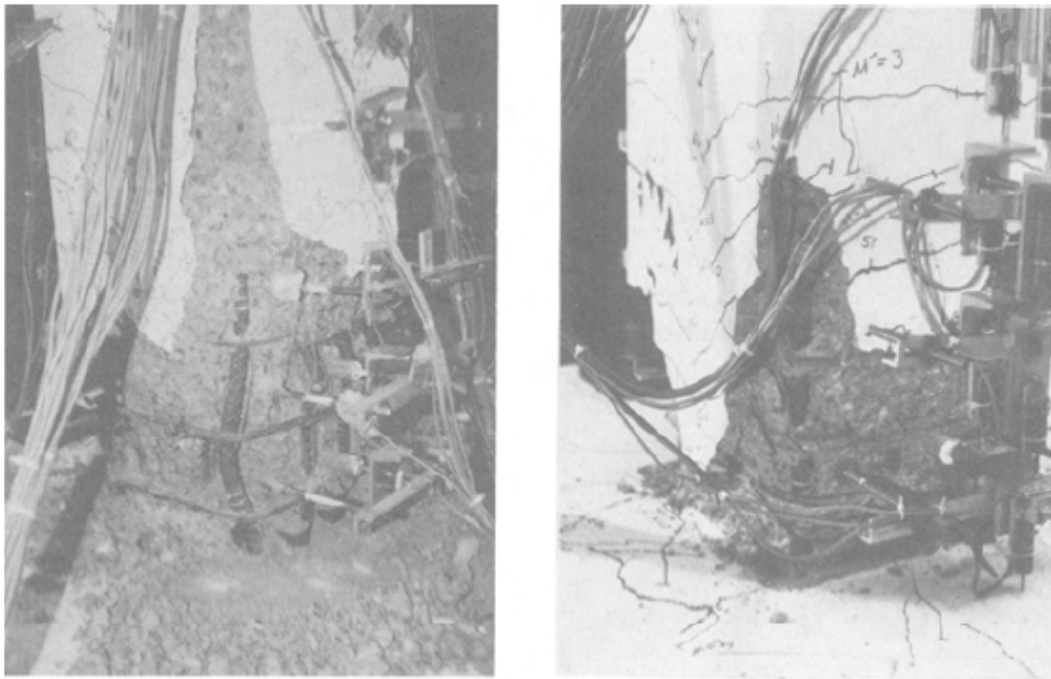


Figura 2.14- Respuesta histeréticas de los especímenes (Ricles y Paboojian, 1994)

Tabla 2.5 – Resultados del programa experimental (Ricles y Paboojian, 1994)

Specimen no. (1)	$\mu_{\max}$ (2)	$\Theta_{\max}$ (3)	$M_{\max}$ (kN · m) (4)	$M_{\max}/$ $M_{ACI}$ (5)	$M_{\max}/$ $M_{LRFD}$ (6)	$M_{\max}/$ $M_{fiber}$ (7)	$M_{\max}/$ $M_{SSM}$ (8)
1	4.5	8.3	626	1.08	1.34	1.03	0.99
2	4.3	5.6	593	1.25	1.53	1.06	1.05
3	6.0	7.8	784	1.28	1.48	1.04	1.16
4	5.0	7.8	670	1.19	1.58	0.99	1.08
5	6.0	7.9	776	1.23	1.47	1.03	1.13
6	6.0	7.6	667	1.15	1.57	0.98	1.06
7	6.0	8.5	840	1.19	1.42	1.03	1.08
8	6.0	8.1	832	1.18	1.41	0.99	1.04

Como se puede observar en la tabla 2.5, los especímenes desarrollaron gran ductilidad ante la deformación lateral, de igual manera, el momento resistente alcanzado en la base de la columna se normaliza con los valores teóricos calculados con los códigos ACI y LRFD, mostrando que el ACI tiene una mejor predicción del momento resistente de las columnas compuestas. Los resultados muestran que el perfil de acero embebido en concreto reforzado es forzado a desarrollar la misma curvatura del concreto que lo rodea, además, la adición de conectores de cortante no causan una diferencia significativa en el comportamiento sísmico de las columnas compuestas.



**Figura 2.15- Respuesta inelástica de la columna compuesta (Ricles y Paboojian, 1994)**

### **2.3.6 Implicaciones de diseño**

Para obtener estimaciones razonables de los desplazamientos laterales en sistemas compuestos sometidos a cargas laterales es necesario tener una certera estimación de la rigidez a flexión de la columna. La figura 2.16 muestra la envolvente de la respuesta cíclica del protocolo de carga, se puede apreciar que la rigidez a flexión inicial de la columna es bien representada por  $E_c I_g$ , donde  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto calculado con la normativa ACI-318 y el valor de  $I_g$  representa el momento de inercia grueso de la sección. La sección transformada agrietada  $EI_{cr}$  se

calculó y se muestra en la misma figura, presentando una correlación bastante alta para la curva secante donde inicia la fluencia del refuerzo longitudinal.

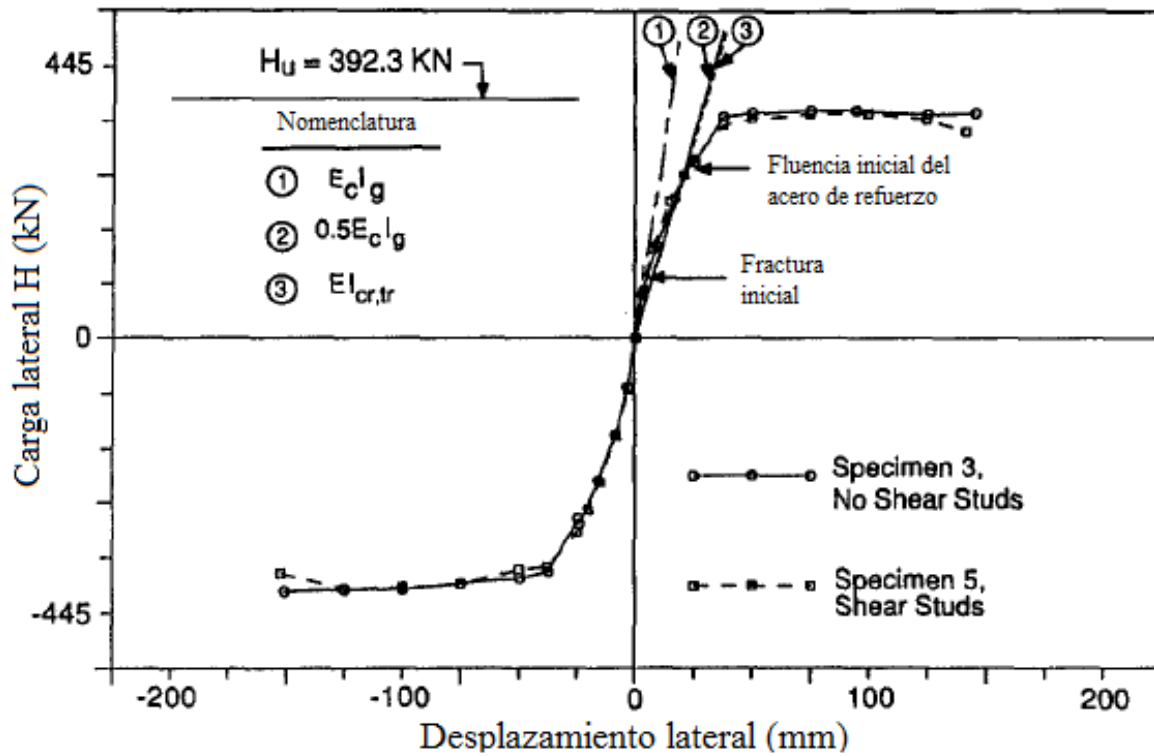


Figura 2.16- Curva envolvente de especímenes 3 y 5 (Ricles y Paboojian 1994)

Los resultados indican que la rigidez a flexión es bien representada por la expresión 2.6, y que la adición de pernos de cortante no causan efecto en la resistencia a flexión. Cabe destacar que un perfil de acero embebido en concreto de resistencia normal aumenta entre un 1.8 y 3.2 veces la rigidez lateral de la columna.

$$EI_{eff} = 0.5E_c I_g \quad (2.6)$$

El comportamiento observado de los especímenes indica que el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal debe de ser evitado para conservar el núcleo de concreto confinado y pueda alcanzar una gran ductilidad. Es necesario que el acero de refuerzo transversal que logre soportar esta acción, y que el área de acero necesaria para esta acción es bien representada por la normativa del ACI-318, anteriormente mencionada.



Los resultados observados para la resistencia a cortante de la columna compuesta indican que la distribución de resistencia a cortante depende de la ductilidad y el agrietamiento del concreto. La capacidad a cortante no es la suma de la resistencia del concreto más el acero estructural y el acero de refuerzo. La resistencia del acero de refuerzo no logra desarrollarse debido al acero estructural embebido en la sección, el cual no permite la formación de grietas diagonales en el núcleo de concreto. Para fines de diseño se recomienda que la resistencia nominal de la columna compuesta ( $V_n$ ) depende únicamente de la capacidad a cortante del perfil de acero estructural.

### **2.3.7 Conclusiones de este estudio**

Los resultados del programa experimental muestran que las columnas compuestas SRC poseen una excepcional resistencia cíclica y ductilidad siempre y cuando el refuerzo de confinamiento que rodea el perfil embebido es adecuado en las zonas donde se puedan producir articulaciones plásticas. Se debe evitar que las barras de refuerzo longitudinal se pandeen para conservar la integridad de la columna durante las demandas más altas. Otro aspecto importante es la función de los conectores a cortante, los resultados indican que estos conectores colocados en los patines del perfil no tienen efectos significativos en la rigidez a flexión de la columna, sin embargo son necesarios para transferir las cargas gravitacionales de piso desde la columna de acero al recubrimiento de concreto.

## **2.4 Simulación numérica**

### **2.4.1 Modelo de plasticidad concentrada**

La capacidad de realizar simulaciones no lineales precisas es una componente clave en la evaluación del comportamiento de los sistemas para determinar su resistencia sísmica.

Nuevas relaciones constitutivas uniaxiales se han desarrollado para simular la respuesta cíclica de elementos compuestos, Denavit *et al.* (2011). Dichas relaciones representan las principales características de cada material, así como la interacción entre ellos. Para el concreto: existen distintos niveles de confinamiento dentro de una sección (agrietamiento, aplastamiento y desprendimiento) y para el acero, las características son: la plasticidad y los esfuerzos residuales cíclicos.

La precisión de la formulación se valida contra un conjunto completo de resultados de especímenes sometidos a cargas cíclicamente monótonas. Una formulación adecuada logra cuantificar los factores de desempeño sísmico de marcos con secciones compuestas.

Se requieren fórmulas precisas para calcular el análisis estático y dinámico no lineal, específicamente, para el desarrollo de los factores de respuesta del sistema, el modelo debe simular directamente todos los efectos inelásticos predominantes desde un inicio hasta el colapso, desarrollando la degradación de la rigidez.

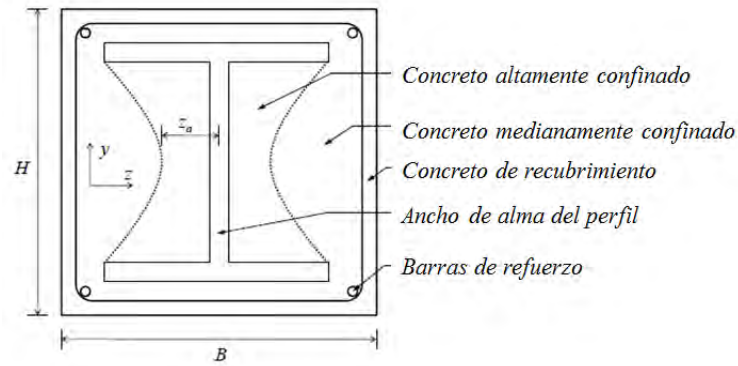
Varios investigadores han desarrollado modelos específicos para el uso en secciones compuestas SRC, e.g., Mirza (1989), Picon (1992), Elnashai y Elghazouli (1993), El-Tawil y Deierlein (1999), Chen y Lin (2006). La característica determinante entre todos estos estudios son los diferentes niveles de confinamiento del concreto asumido en el concreto. La validez de los modelos se deriva de la comparación entre los resultados analíticos y experimentales.

#### ***2.4.2 Relaciones constitutivas en ciclos uniaxiales***

Para lograr resultados precisos se requiere de una formulación con base en las relaciones constitutivas. Se definen las relaciones constitutivas para cada material dentro de la sección compuesta mediante el uso de un modelo de fibras. Un modelo de fibra permite amplia variedad de comportamiento en secciones SRC. Los datos requeridos para un modelado exitoso son los siguientes:

- Dimensiones de la sección gruesa
- Dimensiones de la sección de acero
- Propiedades de los materiales
- Dimensión y propiedades del acero de refuerzo longitudinal y transversal

Utilizando estos parámetros, se definen las relaciones constitutivas y la sección fibra. Se identifican 5 regiones dentro de la sección, en las cuales las relaciones constitutivas se definen para cada una, figura 2.17.

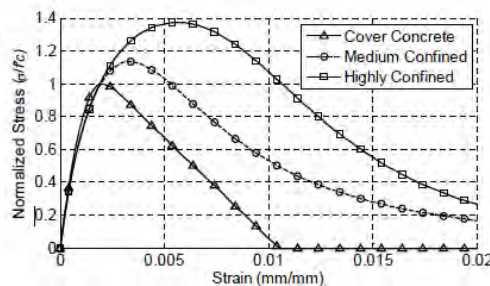


**Figura 2.17- Niveles de confinamiento de la sección compuesta SRC (Denavit *et al.*, 2011)**

La relación constitutiva utilizada para el alma de la sección de acero y las barras de refuerzo se basa en el modelo de plasticidad Shen *et al.* (1995). Se realizaron modificaciones para modelar los efectos de tensión residual dentro de la sección de acero. La tensión residual en una fibra se modela explícitamente como una tensión elástica inicial en la relación constitutiva uniaxial. La tensión residual por compresión en la sección de acero es el 30% de la resistencia a fluencia que producido en los extremos de los patines. Se asume que el concreto que embebe al perfil evita el pandeo local del perfil y en consecuencia no se incluye este efecto.

La relación constitutiva para el concreto se basa en el modelo de Chang y Mander (1994). La curva esfuerzo-deformación se basa en el modelo de Tsai. El modelo de confinamiento desarrollado por Mander *et al.* (1988) para estados de esfuerzos triaxiales se utiliza para determinar el esfuerzo máximo, figura 2.18.

En la región donde el concreto es altamente confinado, la presión de confinamiento es producida por las barras de refuerzo laterales y el perfil de acero El-Tawil y Deierlein (1999), y es calculada teniendo en cuenta la capacidad de momento plástico de los patines.



**Figura 2.18- Relaciones constitutivas del concreto (Denavit *et al.*, 2011)**

La discretización de la sección fibra (es decir, el cálculo de la ubicación y el área de las fibras) es consistente con la descripción geométrica de la sección transversal. La suma del área de las fibras para cada tipo de material es exactamente igual al área total de la sección. El momento de inercia calculado a partir las fibras se aproxima al valor exacto aumentando la densidad de fibras.

Para validar la exactitud del modelo se realizó un gran número de análisis comparativos contra resultados experimentales.

#### 2.4.2.1 Cargas cíclicas en viga-columna

Ricles y Paboojian (1994) realizaron una serie de pruebas a columnas con sección SRC, aplicando carga axial constante y un incremento cíclico de desplazamientos horizontales que indujeron un fuerte eje de flexión de la columna (figura 2.19).

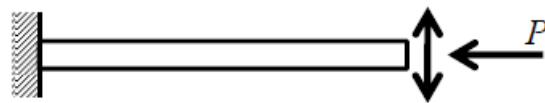


Figura 2.19- Esquema de pruebas Viga-Columna cíclicamente cargadas (Denavit *et al.*, 2011)

Los resultados muestran una buena correlación entre los resultados experimentales y analíticos. La rigidez de descarga y el rendimiento sobre la descarga son menos precisos dando lugar al modelo de predicción de ciclos de histéresis más completos que las observadas en los experimentos (figura 2.20).

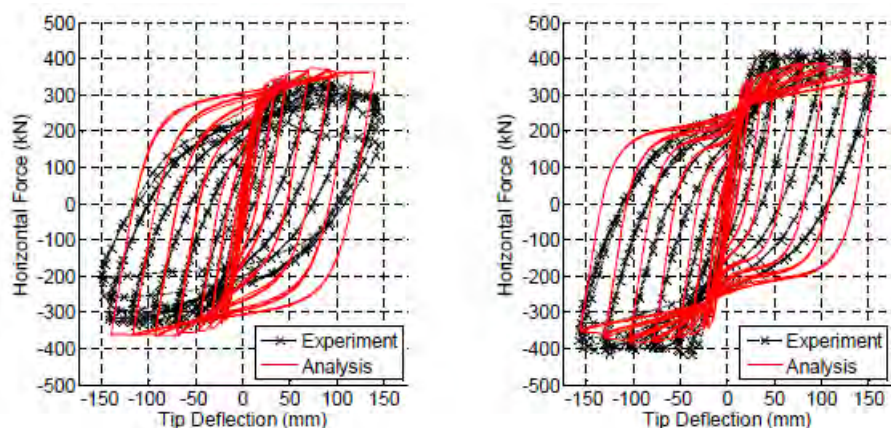


Figura 2.20- Validación de resultados ante carga cíclica en vigas-columna (Denavit *et al.*, 2011)

Con los resultados obtenidos en esta investigación se concluye que la formulación de elementos discretizadas en fibras proporciona una herramienta precisa de análisis para su uso en secciones compuestas y es adecuado en el estudio paramétrico en el desarrollo de factores de comportamiento del sistema.

#### **2.4.3 *Modelo de plasticidad concentrada***

La ingeniería sísmica basada en el comportamiento de estructuras requiere el desarrollo de modelos de análisis no lineales fiables capaces de simular el comportamiento de las estructuras, desde las primeras apariciones de daño hasta el colapso global. Estos modelos deben proporcionar los parámetros de demanda relacionados con las mediciones de daño y describir el tipo de daño dentro de la estructura. Para simular correctamente la respuesta dinámica de una estructura, es importante modelar el deterioro de la resistencia y rigidez de los componentes estructurales incluyendo los parámetros de segundo orden como lo es el efecto  $P-\Delta$ .

El objetivo de rendimiento de las estructuras se puede expresar como la probabilidad tolerable de estar desde un nivel sin daño hasta un estado de colapso inminente (desde su comportamiento elástico hasta el límite inelástico).

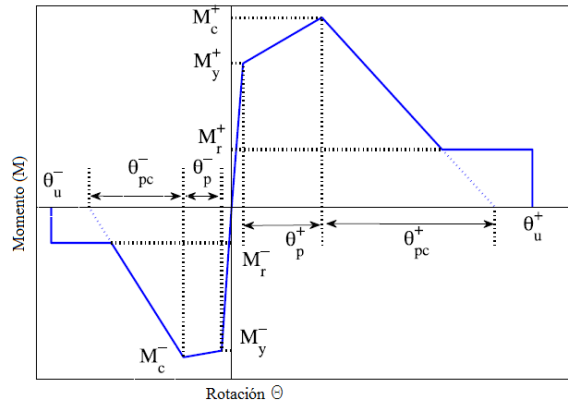
Los parámetros a evaluar en un análisis de este tipo comprenden: las distorsiones de entrepiso, los momentos de volteo, las aceleraciones de entrepisos y las deformaciones inelásticas de los elementos estructurales.

De esta manera, uno de los retos principales para lograr simulaciones satisfactorias de la capacidad ante colapso de un edificio es la habilidad de predecir de forma certera las propiedades de deterioro de los elementos estructurales que conforman una estructura, y esto requiere de una herramienta que permita simular el comportamiento no lineal de una estructura sometida a una demanda sísmica.

#### **2.4.4 *Modelos de deterioro***

El modelo analítico desarrollado por Ibarra y Krawinkler (2005), que en adelante se le cita en este trabajo como el modelo Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK), establece las fronteras de resistencia basadas en una curva monotónica mostrada en la figura 2.21. Este modelo es capaz de

simular el deterioro de la resistencia con una pendiente negativa después de alcanzar su máxima (positivo o negativo) capacidad  $M_c^+$  o  $M_c^-$ . Esta es la característica clave que diferencia este modelo de un modelo bilineal tradicional. El modelo IMK es capaz de simular hasta cuatro tipos de deterioro incluyendo resistencia, resistencia post fluencia, rigidez de descarga, y la aceleración de recarga del deterioro de la rigidez.



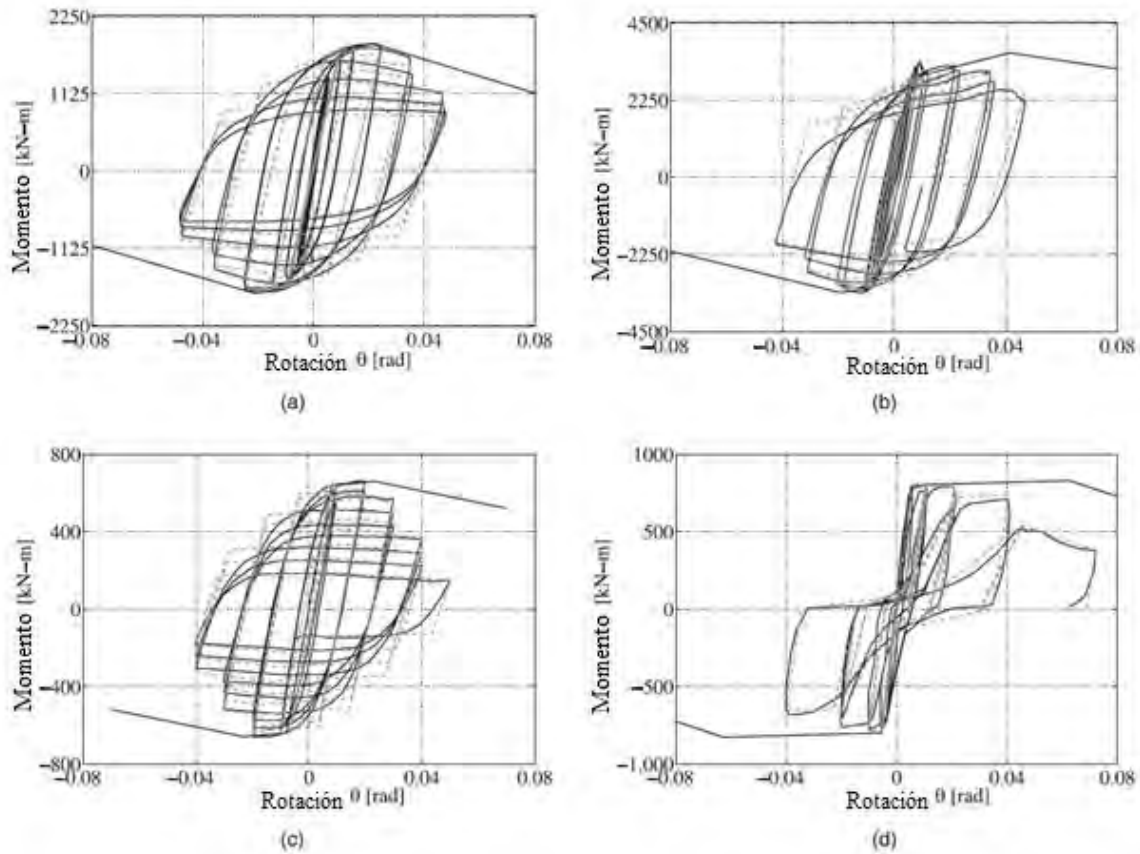
**Figura 2.21- Curva envolvente del modelo IMK (Lignos y Krawinkler, 2011)**

Lignos y Krawinkler (2011) modificaron el modelo original IMK para simular un comportamiento histerético asimétrico causado por la acción compuesta de las vigas de acero, con esfuerzos residuales  $M_r$ , y una deformación última  $\theta_u$ , en la cual la resistencia del elemento se reduce a cero debido a la inestabilidad de grietas que crecen en una fractura dúctil. El modelo IMK modificado ha sido implementado en la plataforma de análisis “*Open System for Earthquake Engineering Simulation*” (OpenSees).

Para la relación momento-rotación, la curva monotónica de modelo IMK modificado está definido por la rigidez elástica  $K_e$ , el momento efectivo de fluencia  $M_y$ , la relación de resistencia post fluencia  $M_c/M_y$ , y la resistencia residual  $M_r = \kappa M_y$ . Para definir completamente la curva envolvente monotónica en este modelo, son necesarios tres parámetros de deformación: la rotación plástica previa a la fluencia  $\theta_p$ , la rotación plástica posterior a la fluencia  $\theta_{pc}$ , y la rotación última  $\theta_u$ .

La rotación plástica previa a la fluencia  $\theta_p$  está asociada con el comportamiento previo a la inestabilidad del elemento de acero o pandeo de las barras de refuerzo en elementos de concreto reforzado. La rotación plástica posterior a la fluencia  $\theta_{pc}$  está asociada al comportamiento después de ocurrir la inestabilidad local del elemento, con un valor bajo de este parámetro, pronto el componente alcanza una resistencia nula al momento resistente y un edificio puede ser susceptible a colapso. Si el comportamiento histeréticos de un elemento estructural es asimétrico, es posible definir valores distintos para el comportamiento positivo y negativo, como se muestra en la figura 2.21.

La principal asunción de la regla de disipación de energía a través del deterioro histerético de un elemento estructural  $E_t$  es función de la capacidad de rotación acumulada  $\Lambda$  y  $\theta_p$  ( $E_t = \Lambda \theta_p$ ). Entre más grande es el valor de  $\Lambda$ , más lento es el deterioro cíclico de resistencia y rigidez del elemento estructural. La figura 2.22 muestra cómo ha sido utilizado este modelo para calibrar la respuesta histerética de elementos de acero y concreto sometidos a cargas cíclicas reversibles. La figura 2.22a muestra el comportamiento de una viga de acero con conexión RBS sin losa. La figura 2.22b corresponde a una viga de acero con conexión RBS con losa, la figura 2.22c corresponde a una columna HSS y la figura 2.22d corresponde a una viga de concreto reforzado. Como se puede apreciar, el modelo modificado IMK es capaz de simular la respuesta histerética bilineal, con máximos orientados y curva con adelgazamiento. Lignos y Krawinkler (2011) lograron resultados altamente satisfactorios al calibrar sus modelos con los resultados recopilados de una base de datos de programas experimentales reportados en la literatura.



**Figura 2.22- Ejemplos de calibración del modelo modificado IMK (Lignos y Krawinkler, 2011)**

#### **2.4.5 Aplicación del modelo IMK modificado**

La confiabilidad del modelo IMK modificado se comprobó al simular un modelo analítico con un programa experimental a escala real. El caso de estudio es una estructura con marcos resistentes a momento de 4 niveles de acero. La estructura fue probada en el simulador sísmico del centro de investigación de Hyogo en Japón (Suita *et al.* 2008). La estructura se muestra en la figura 2.23a. Las pruebas consistieron en someter a la estructura a la acción sísmica registrada en Takatori el 17 de enero de 1995, escalado al 20, 40, 60 y 100%. La estructura colapsó con un mecanismo de falla en la planta baja durante la prueba al 100% de la magnitud del acelerograma.

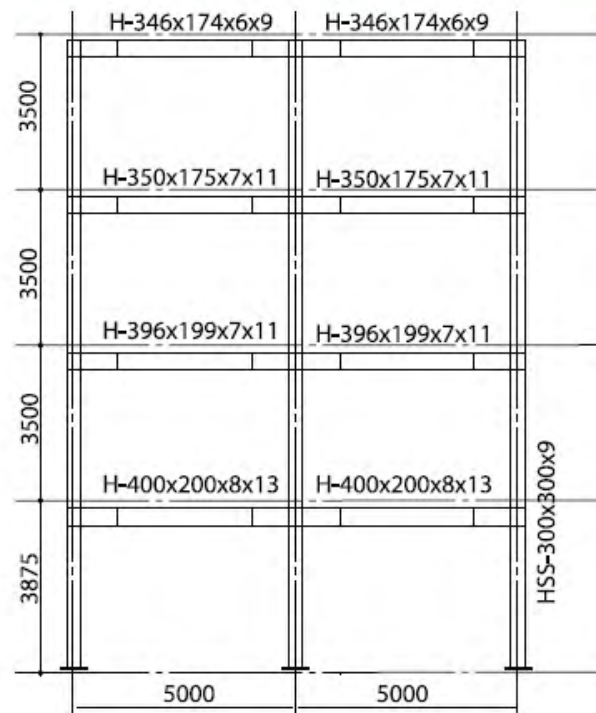
Un modelo analítico en 2 dimensiones, figura 2.23b, se desarrolló para comparar resultados del experimento contra el análisis. Utilizando el modelo IMK modificado, las vigas y columnas de acero se modelaron con elementos elásticos, y en los extremos, se incluyeron elementos de longitud cero tipo resorte con propiedades no lineales. Para ilustrar el efecto de deterioro debido



a la acción sísmica, se realizaron 2 modelos con distintos tipos de resortes. El primero utilizó un modelo bilineal en los resortes, y el segundo el modelo modificado IMK.



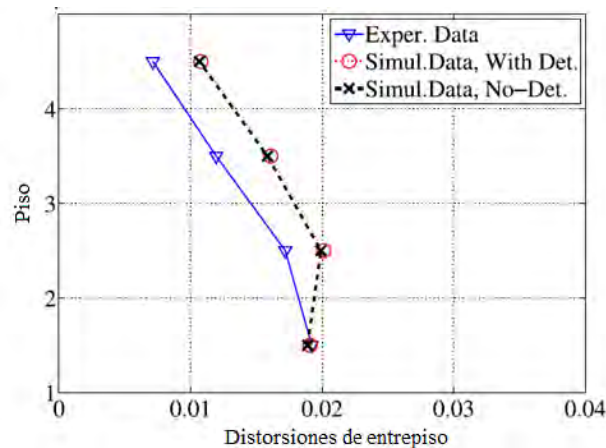
(a)



(b)

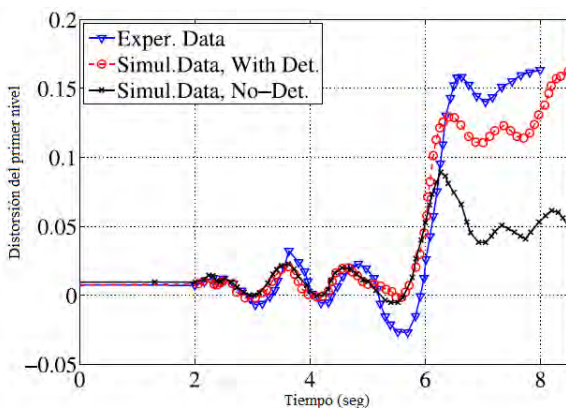
Figura 2.23- Estudio de un sistema de 4 niveles de acero (mm) (Suita *et al.*, 2008)

Las predicciones de las distorsiones de entrepiso con los modelos analíticos y los resultados experimentales se comparan en la figura 2.24, con un nivel del 60% de la magnitud del acelerograma. Como se puede observar, los 2 modelos analíticos son prácticamente idénticos y muestran una buena correlación con respecto al experimento. Estos resultados muestran que para niveles de demanda bajos, los elementos no se deterioran de manera significativa por lo tanto son despreciables por las simulaciones numéricas pero siguen siendo resultados satisfactorios.

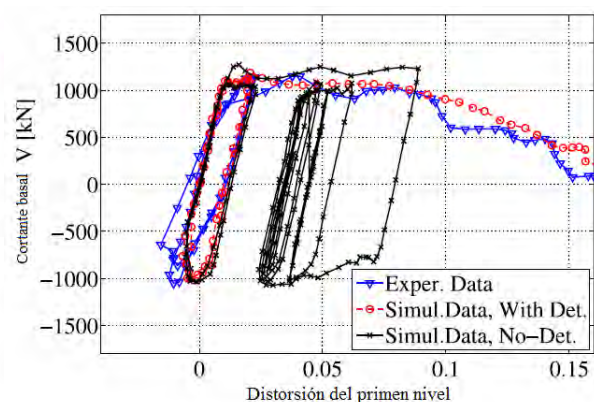


**Figura 2.24- Distorsiones de entrepiso del estudio, Lignos y Krawinkler (2011)**

Durante el análisis al 100% de la magnitud del sismo, se formaron articulaciones plásticas en los extremos inferior y superior de la planta baja del edificio. El pandeo local de las columnas HSS era claramente visible con un nivel de distorsión del 2%. La figura 2.25(a) muestra los resultados experimentales de la distorsión del primer nivel a lo largo del tiempo.



(a)



(b)

**Figura 2.25- Distorsión de entrepiso del primer nivel, Lignos y Krawinkler (2011)**

Es evidente que la respuesta sin deterioro se aleja de la realidad, a diferencia del modelo con deterioro que tiene una mejor predicción del comportamiento, sin embargo al momento de presentarse el pandeo de la columna la predicción es adecuada. De la figura 2.25(b) se puede asumir que la respuesta a colapso es capturada con certeza analíticamente. Gracias a la influencia del comportamiento post fluencia, la respuesta analítica reproduce con mayor certeza el comportamiento real de las estructuras.

#### **2.4.6 Conclusiones del estudio Lignos y Krawinkler (2011)**

Este estudio concluye con unas recomendaciones sobre que valores se deben asignar al modelo IMK modificado para predecir el comportamiento de columnas HSS, vigas de acero con conexión RBS y vigas de concreto reforzado. Sin embargo, para fines de este proyecto de tesis se concluye que el modelo modificado IMK, al contar con un control en el nivel de degradación post fluencia, es una herramienta eficiente para lograr reproducir la degradación de la rigidez de cualquier elemento, incluyendo la respuesta de las columnas compuestas SRC estudiadas en esta investigación.

### **2.5 Estudio del comportamiento de marcos rígidos con columnas compuestas**

La falta de orientación clara sobre el valor de la rigidez a la flexión elástica ( $EI_{eff}$ ) que se debe utilizar en el análisis de columnas compuestas es una cuestión significativa con una carente exactitud que dificulta el diseño de sistemas de marcos con sistema compuesto y la solución propuesta en los reglamentos para este sistema tiende a ser demasiado conservadora.

Propuestas para soluciones alternas que combinan las rigideces no han sido completamente validadas para su uso en procedimientos de diseño de resistencia y estabilidad, o bien, la determinación de deflexiones laterales.

Los procedimientos de diseño de miembros compuestos proporcionados por las especificaciones del AISC y ACI no han sido evaluadas exhaustivamente en cuanto su validación y exactitud como lo son para el diseño de acero estructural (Kanchanalai, 1977; Surovek *et al.* 2004), o para el diseño de concreto reforzado (Hage y MacGregor 1974). Estudios realizados por Denavit *et al.* (2011) y Leon-Perea (2012) proponen una metodología de diseño con énfasis particularmente en la rigidez elástica a flexión. Su metodología se basó en investigar el comportamiento de marcos con secciones compuestas analizados en ambos ejes de flexión.

Los modelos realizados en dicha investigación incluyeron marcos con desplazamiento lateral restringido y no restringidos, con diversidad de valores de esbeltez, cargas y resistencias de los apoyos.

El resultado obtenido del análisis elástico de segundo orden se obtuvo a través de la solución de la ecuación diferencial gobernante, ecuación 2.6, con sus condiciones de frontera apropiadas.

$$v''''(x) + \frac{P}{EI} v''(x) = 0 \quad (2.7)$$

Las relaciones constitutivas fueron seleccionadas asumiendo en las recomendaciones de diseño como son: endurecimiento del acero y la tensión del concreto y el pandeo local de los elementos de acero. La sección de acero se modeló con una relación constitutiva perfectamente elasto-plástica, al igual que el acero de refuerzo; sin embargo, para el segundo, se despreciaron los esfuerzos residuales.

Para el concreto, se seleccionó el modelo de Popovic, con un máximo de esfuerzo a la compresión  $f'_c$ . El módulo de elasticidad fue calculado con la ecuación 2.8, tomada el código ACI (2011) para concretos de peso normal.

$$E_c[MPa] = 4733\sqrt{f'_c[MPa]} \quad (2.8)$$

Las imperfecciones en la geometría similares a las presentadas en la fabricación, con tolerancias propuestas por el código práctico de AISC se incluyeron en el modelo. Con un desplome de  $L/500$  en la dirección no restringida y una onda senoidal con una amplitud de  $L/1000$  se incluyó en todo el marco.

Para el caso de las deformaciones axiales se utilizó el método directo de análisis, donde el factor de longitud efectiva (K) toma un valor unitario. El valor de  $El_{eff}$  se calculó con la ecuación 2.9, tomada de las especificaciones del AISC.

$$El_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (2.9)$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3$$

donde:

$E_s$ : Módulo de elasticidad de la sección de acero

$I_s$ : Momento de inercia de la sección de acero

$I_{sr}$ : Momento de inercia del acero de refuerzo

$E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto

$I_c$ : Momento de inercia de la sección de concreto

Como prescribe el método directo de análisis, las fuerzas internas deben determinarse usando un análisis elástico de segundo orden con una reducción a la rigidez elástica y considerando las imperfecciones iniciales, las especificaciones del AISC le otorgan la variable  $EI_{DA}$ , ecuación 2.9, a este efecto.

$$EI_{DA} = 0.8\tau_b EI_{eff} \quad (2.10)$$

$$\tau_b = \begin{cases} 1.0, & P_r/P_{no} \leq 0.5 \\ 4(P_r/P_{no})(1 - P_r/P_{no}), & P_r/P_{no} > 0.5 \end{cases}$$

Dónde:

$P_r$ : Resistencia axial requerida

$P_{no}$ : Resistencia axial de fluencia

La carga axial máxima permitida para un análisis elástico de segundo orden se aproxima al sugerido por el código ACI, para un análisis de marcos de segundo orden se realiza usando una rigidez elástica específica, aunque no es necesaria una sección geométrica con imperfecciones, y la interacción de diseño se determina siguiendo el método de compatibilidad de deformaciones usando una distribución de esfuerzos rectangular para el concreto. La rigidez de flexión no se especifica explícitamente para secciones compuestas, sin embargo, es común utilizar la fórmula para columnas propuesta para secciones de concreto reforzado, ecuación 2.10.

$$EI_{ACI} = 0.7E_c I_g \quad (2.11)$$

La carga máxima aplicada en los modelos se multiplicó por un factor de reducción de  $\phi = 0.65$  y se tomó como la carga última.

Al realizar los modelos y observando los resultados obtenidos, figura 2.21, la metodología del AISC muestra ser altamente conservadora en la determinación la capacidad de carga de los elementos, indicando que el valor  $C_1$  es menor al necesario. Los resultados utilizando la metodología del ACI muestran una gran variación en la predicción del comportamiento, ya que las ecuaciones utilizadas no representan los beneficios de comportamiento acero-concreto que proporcionan las secciones compuestas.

Los análisis inelásticos de segundo orden se consideran suficientemente precisos para formular recomendaciones de diseño. Para miembros donde predomina la sección de concreto con esbeltez considerable se pueden presentar erros no conservadores significantes. La especificación de rigidez efectiva para miembros SRC supuesta por el AISC requiere ser revisada para tomar completa ventaja de la contribución del concreto.

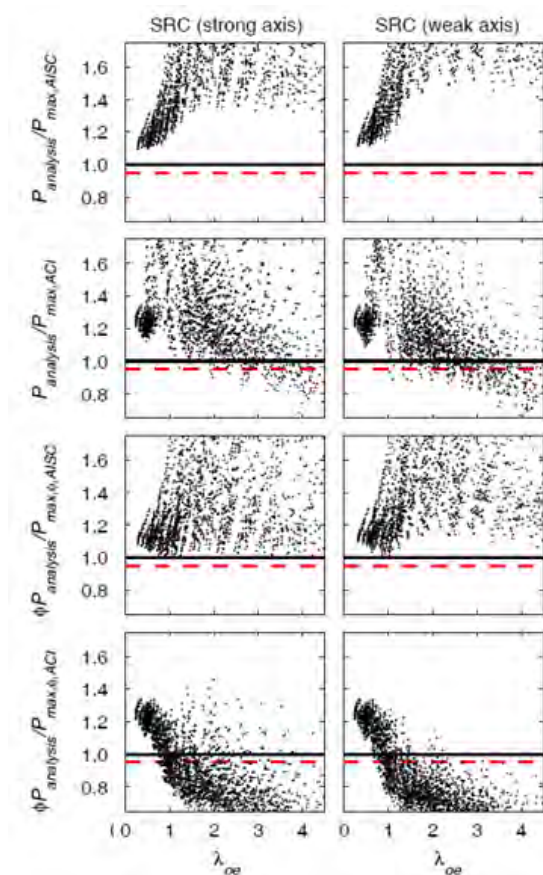


Figura 2.26- Resultados de resistencia axial (Denavit *et al.*, 2014)

## **2.6 Medición de vibraciones**

En las últimas décadas los estudios de vibración ambiental han demostrado ser una manera confiable y relativamente sencilla de determinar las propiedades dinámicas de las estructuras. Con el avance de la computación y en consecuencia, los equipos utilizados para hacer las mediciones se han perfeccionado, generando, por consecuencia resultados más precisos.

Los estudios de vibración ambiental registrados en la literatura demuestran que se puede realizar dicho estudio a todo tipo de estructuras, independientemente del uso, sistema estructural, y material empleado para su construcción. Sin embargo, no se han encontrado estudios realizados para estructuras construidas con sección compuesta.

Perea (2004) presenta un resumen del estado-del-arte en México relacionado con la obtención de parámetros dinámicos determinados a partir del análisis de vibraciones medidas instrumentalmente en suelos y estructuras.

### ***2.6.1 Análisis de vibraciones de estructuras***

Existen varias metodologías para determinar algunas variables o propiedades dinámicas de las estructuras. Las propiedades dinámicas obtenidas empíricamente se obtienen a partir de mediciones de vibraciones ambientales, vibraciones forzadas, o vibraciones sísmicas. Las mediciones de estas vibraciones pueden obtenerse a partir de una instrumentación permanente o temporal. Así mismo, el análisis de vibraciones puede realizarse en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia.

Con el análisis en el dominio del tiempo los resultados inmediatos posteriores a un sismo son las historias de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en cada punto de medición. De la comparación de estos parámetros se pueden establecer las relaciones de comportamiento dinámico entre distintos puntos. Los efectos que se pueden obtener a partir del análisis de vibraciones en el dominio del tiempo son:

- Desplazamientos
- Distorsiones de entrepiso
- Cabeceo y torsión

Estos efectos pueden ser medidos con y sin considerar efectos de interacción suelo-estructura.

Los análisis en el dominio de la frecuencia, conocido también como análisis espectral, implica básicamente la obtención de los espectros de amplitudes de Fourier (EAF) y de potencia (EAF2), y de las funciones de transferencia, ángulo de fase y coherencia entre dos señales, con el fin de comparar respuestas medidas. Los parámetros que se pueden obtener a partir del análisis de vibraciones en el dominio de la frecuencia son:

- Periodo y modo fundamental
- Algunos periodos de modos superiores
- Amortiguamiento

Estos parámetros pueden ser obtenidos con y sin considerar efectos de interacción suelo-estructura.

El primer edificio en México que se instrumentó con el objeto de medir vibraciones sísmicas fue propuesto por Zeevaert para la Torre Latinoamericana en 1950. A partir de los resultados obtenidos del análisis de algunos registros, se estableció una propuesta para la ciudad de México del valor del coeficiente sísmico en aquellos años.

Los primeros intentos en identificar propiedades empíricas a partir de mediciones de vibraciones, consistieron en estimar el periodo fundamental de la estructura a partir del pico del espectro de amplitudes de Fourier (EAF) y/o de potencia (EAF2) obtenido con vibración ambiental o forzada.

Periodos o frecuencias fundamentales y de modos superiores, así como amortiguamientos y otras propiedades dinámicas, pueden ser estimados con bastante aproximación a partir de funciones de transferencia empírica, es decir, a partir de los cocientes del espectro de Fourier de cierto sitio estratégico en la estructura sobre el correspondiente en un sitio de referencia (un nivel inferior, sótano o campo libre); otros efectos también pueden ser identificados: pérdida de rigidez, torsión, interacción suelo-estructura, entre otros.

La medición de vibración ambiental y sísmica en edificios ha sido una herramienta útil para mejorar los modelos analíticos de estructuras, predecir mejor el comportamiento estructural, aportar datos para guiar el juicio del destino en algunas estructuras estudiadas, y con ello, minimizar los posibles daños o consecuencias en la ocurrencia de futuros sismos. En un futuro



será necesario continuar con el registro histórico en el posible cambio de las propiedades dinámicas obtenidas instrumentalmente en las estructuras; lo anterior podrá ser utilizado para varios propósitos: calibrar los modelos analíticos, verificar el nivel de daño de una estructura después de un sismo, verificar el desempeño estructural después de ejecutar un Análisis y diseño de marcos con sección compuesta.

## 2.6.2 Diferencias esperadas con vibración forzada y sísmica

Estudios revelan que, durante diferentes niveles de vibración (como el que puede generar un evento sísmico), las frecuencias naturales de vibración en una estructura cambian en función de las amplitudes de excitación que le afectan Trifunac (1972), Lamarche *et al.* (2002), Murià (2007) entre otros). El incremento en la intensidad de las solicitaciones, como las generadas por un evento sísmico, provoca una disminución en la frecuencia fundamental de la estructura respecto a la correspondiente a la que se obtendría con intensidades menores, como las generadas por vibración ambiental. Lo anterior se debe a los cambios de rigidez que desarrolla la estructura durante un sismo intenso, y en particular cuando se hace trabajar en su rango no-lineal. Por lo tanto, es de esperarse que los periodos obtenidos a partir de la medición de vibración ambiental serán más bajos respecto a los que se medirían a partir de vibración forzada, y sobre todo a los de vibración sísmica. Para ejemplificar la posible dispersión, la tabla 2.6 muestra algunos factores de amplificación reportados en la literatura para obtener periodos de vibración forzada en función de los periodos obtenidos a partir de vibración ambiental; esta tabla, aunque no reporta todos los estudios disponibles en el tema, refleja que la variación esperada entre vibración ambiental y forzada es de alrededor del 1% al 5%, y con valores esperados más altos y dispersos para vibración sísmica Rodríguez *et al.* (2001), Murià (2000, 2001, 2007).

**Tabla 2.6 – Factores de amplificación para obtener periodos de vibración forzada y sísmica**

Referencia	Factor			Comentario
	Longitudinal	Transversal	Torsional	
Trifunac 1972a	1.038	1.047	1.035	Estudio realizado a un edificio de acero de 22 niveles con vibración ambiental y forzada
Trifunac 1972b	1.017	1.033	1.011	Estudio realizado a un edificio de concreto reforzado de 9 niveles con vibración ambiental y forzada
Lamarche 2002	1.019	1.017	1.017	Estudio realizado en laboratorio a un sistema de marcos rígidos de 2 niveles de concreto reforzado con vibración ambiental y forzada

Debido a que en un análisis modal espectral convencional, los periodos se determinan a partir de la rigidez elástica del sistema, es de esperarse que los periodos obtenidos con vibración ambiental sean los mejores estimadores de los periodos analíticos bajo condiciones reales de masa y rigidez como se asume en este estudio. No obstante, se anticipan algunos errores debidos a las incertidumbres en los valores reales de la masa, de los módulos de elasticidad de los materiales componentes, la posible interacción suelo-estructura, entre otros.

## **2.7 Formulación de las disposiciones de diseños para las especificaciones AISC-2005**

La construcción compuesta explota la acción sinérgica de los elementos estructurales (acero: tensión y cortante, concreto: compresión). El uso de este sistema constructivo es muy popular en Asia, principalmente empleado en la construcción de edificios de medianas y altas elevaciones gracias a la reducción de las distorsiones provocadas por cargas laterales (sismos, huracanes, etc.), además de retrasar la falla provocada por el pandeo local.

Una de las principales razones por las cuales el uso de este sistema no ha sido popularizado se debe a que no se han concentrado esfuerzos para unificar y actualizar las disposiciones de diseño.

Leon *et al.* (2007) detallaron el contexto utilizado en la especificación AISC (2005, 2010), para formular las recomendaciones y ayudas de diseño con elementos de sección compuesta. Dichas disposiciones tienen como objetivo principal desarrollar un procedimiento de diseño para elementos compuestos sometidos a acciones combinadas: flexión-fuerza axial, cortante y torsión. Este procedimiento de diseño permite relaciones de acero de refuerzo que van desde el 1 al 16%.

### **2.7.1 Base de datos del comportamiento de columnas compuestas**

Originalmente la base de datos de pruebas y modelos (previas a las modificaciones hechas en 2005) se alimentó con toda la información encontrada en la literatura, sin limitarla solo a las pruebas que cumplieran con las limitaciones geométricas y de materiales presentadas en las especificaciones de ese entonces. Para el desarrollo de nuevas ecuaciones de diseño de la AISC se eliminaron los pocos especímenes que por una u otra razón se consideraron no apropiados. Sin embargo en la selección de datos del código europeo se limitó aún más la selección de los datos.

La selección hecha por la AISC se basó en la suposición de que muchos de los problemas encontrados en las pruebas pueden reflejar imperfecciones reales en la práctica. Las muestras que no alcanzaron su resistencia última debido a problemas bien documentados durante la prueba

fueron las únicas pruebas que se elimina completamente. La tabla siguiente muestra un resumen de los datos utilizados para las ecuaciones propuestas por la normativa AISC.

**Tabla 2.7 – Resumen de base de datos utilizada por la AISC**

	SRC		Circular CFT		Rect. CFT	
	Cols.	Beam-Cols.	Cols.	Beam-Cols.	Cols.	Beam-Cols.
Total No. of Tests	119	136	312	198	222	194
No. of Tests for Analysis	89	117	210	118	103	62
Maximum $F_y$ (ksi)	72.7	58.0	121.0	70.0	120.8	108.8
Minimum $F_y$ (ksi)	32.4	32.3	32.1	27.5	36.9	36.8
Maximum $f'_c$ (ksi)	9.5	6.8	16.5	16.3	14.9	14.9
Minimum $f'_c$ (ksi)	1.8	1.8	2.6	2.9	2.6	4.2
Maximum $L/r$	466.7	247.2	133.8	87.1	91.1	91.2
Maximum $\rho_{ss}$	12.9%	14.6%	27%	46.6%	26.6%	24.9%
Minimum $\rho_{ss}$	2.7%	14.6%	5.5%	5.1%	7.1%	11.1%

### 2.7.2 Desarrollo de ecuaciones de diseño para columnas compuestas

En la primera fase, se adoptó un enfoque estadístico para hacer coincidir los datos de prueba con las ecuaciones. Varias suposiciones son requeridas para cumplir con los valores de resistencia de la sección transversal y los coeficientes participantes para los efectos de longitud.

Para evaluar la resistencia de sección transversal, se adoptó el enfoque de esfuerzos plásticos propuesto por el Euro-código debido a que conceptualmente coincide con las disposiciones de las normas ACI 318 y ANSI / AISC360-05, además que ha demostrado una excelente correlación con las pruebas de columnas cortas.

Para los efectos de longitud, se generó de una expresión exacta para la rigidez efectiva ( $EI_{eff}$ ) de la columna para el cálculo compresión axial, ya sea para pandeo elástico o inelástico debido a flexión. Además de desarrollar una nueva curva de la columna basada esos resultados.

La resistencia de diseño para compresión ( $\phi_c P_n$ ), para carga axial en columnas embebidas se determinará con base a columna esbeltas,  $\alpha$ :

$$\alpha = \sqrt{\frac{P_o}{P_e}} \quad (2.12)$$

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c \quad (2.13)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2} \quad (2.14)$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (2.15)$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3 \quad (2.16)$$

donde:

$A_s$  = área del perfil de acero

$A_c$  = área de concreto

$A_{sr}$  = área del acero de refuerzo longitudinal

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero

$EI_{eff}$  = momento de inercia efectivo de la sección compuesta

$f'_c$  = resistencia a la compresión del concreto

$F_y$  = fluencia del perfil de acero

$F_{yr}$  = fluencia del acero de refuerzo longitudinal

$I_c$  = momento de inercia de la sección de concreto

$I_s$  = momento de inercia del perfil de acero

$K$  = factor de longitud efectiva

$L$  = longitud lateral arriostrada del miembro

$P_o$  = resistencia nominal axial sin considerar los efectos de longitud

Cuando  $\alpha \leq 0.5$

$$P_n = P_o \quad (2.17)$$

Cuando  $0.5 < \alpha \leq 1.5$

$$P_n = P_o (\alpha^{-0.4} - 0.32) \quad (2.18)$$

donde:

$P_n$  = resistencia nominal axial

$\phi_c$  = 0.75

Columnas compuestas con  $\alpha > 1.5$  son permitidas cuando su uso es justificado en los análisis y pruebas.

La calibración de los resultados de estas ecuaciones son empíricas, las cuales a pesar de dar buenos resultados no proporcionan una continuidad con las disposiciones de diseño del acero.

El uso de estas ecuaciones, permiten a los ingenieros aproximarse a las contribuciones de los componentes lleva a la primera reducción en la precisión del comportamiento real, la segunda reducción de predicción se genera al adoptar la ecuación de reducción para tener en cuenta efectos de estabilidad.

### ***2.7.3 Comparaciones de diseño y calibración de columnas compuestas***

Para la calibración y comparación de columnas compuestas se utilizaron 3 procedimientos: AISC (1999), AISC (2005b), Eurocodigo (2004). Para calcular el diagrama de interacción, muchos procedimientos pueden ser utilizados.

El primero, es un análisis transversal que utiliza un enfoque de compatibilidad de las deformaciones y propiedades de los materiales no lineales. Un enfoque plástico-rígido con algunas suposiciones de simplificación conduce al diagrama de interacción aproximado.

La curva de interacción simplificada, figura 2.14, se calculó inicialmente suponiendo que la sección transversal logró el esfuerzo plástico y luego la curva resultante es aproximada por una curva multilínea como se muestra en la figura. El punto A representa la resistencia a compresión axial plástica de la columna. El punto B se caracteriza por la condición de que no hay pura fuerza axial. En el punto C, la resistencia a flexión es de la misma magnitud que en el punto B, pero la resistencia a la fuerza axial se toma únicamente la parte del concreto. El punto D corresponde a una estimación del momento máximo debido a que la axial se encuentra en el eje neutro de la sección transversal (para secciones doblemente simétricas). Finalmente se aplicaron factores de resistencia  $\phi_c$  y  $\phi_b$  reduciendo los puntos del diagrama.

Como la mayoría de las pruebas en la base de datos no reportaron verdaderas deflexiones a lo largo de la muestra al llegar a la falla, los efectos de segundo orden no pudieron ser incluidos directamente en las calibraciones. Así, se optó por aplicar reducciones en las resistencias debidas a diversos casos como la esbeltez y distancias de excentricidad, etc., lo que determinó valores del diagrama de interacción altamente conservadores.

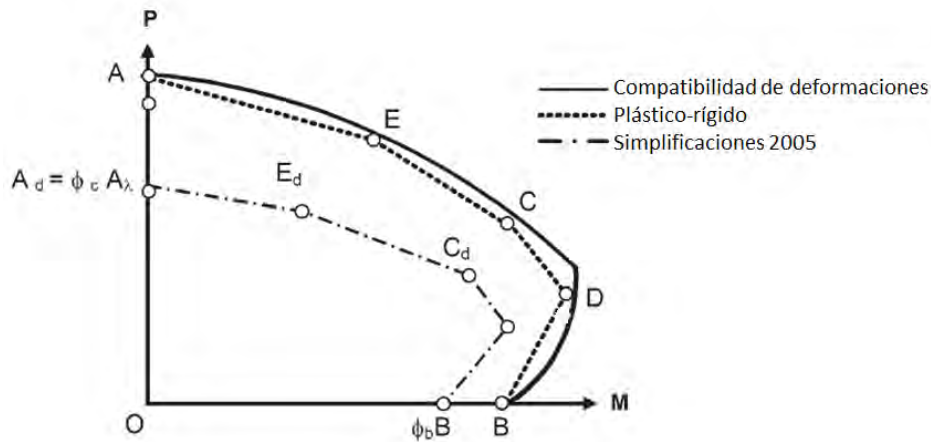


Figura 3.27-Diagramas de interacción de columnas compuestas (Leon *et al.*, 2007)

### 2.7.3.1 Fuerza cortante

Para las columnas SRC, la fuerza de los conectores de cortante es similar a la utilizada para vigas mixtas (pero sin incluir factores que dependen de la plataforma de metal).

Finalmente, estas disposiciones nos proporcionan un mejor entendimiento en el comportamiento de las columnas compuestas, lo que ayuda a aumentar la aplicación de este sistema estructural, además de proporcionar información de los últimos datos disponibles en la literatura.

## 2.8 Ecuaciones para la determinación de la rigidez efectiva ( $EI_{eff}$ ) de columnas compuestas revestidas (SRC)

El comportamiento del sistema de sección compuesta ha sido estudiado a través de diferentes metodologías para comprender su comportamiento ante las distintas solicitaciones de cargas. Sin embargo existe cierta discrepancia en los resultados obtenidos, hasta el punto en que actualmente existen al menos 5 propuestas analíticas para diseñar este tipo de elementos.

Una de las principales razones por las cuales el uso de sistemas compuestos no ha sido popularizado se debe a que no se han concentrado esfuerzos para unificar y actualizar las disposiciones de diseño. Las normativas de diseño actuales que incluyen elementos con sección compuesta varían significativamente entre sí, generando incertidumbre acerca de cuál es el valor más aproximado al comportamiento real. La tabla 2.8 muestra diferentes expresiones propuestas para el cálculo de la rigidez efectiva a flexión ( $EI_{eff}$ ) de columnas compuestas revestidas (SRC).

Tabla 2.8 – Expresiones para  $EI_{eff}$

Reglamento/Propuesta	Expresión
Tikka y Mirza (2006)	$EI_{eff} = \frac{\alpha_c E_c (I_g + I_s)}{(1 - \beta_d)} + 0.8(I_s + I_{sr})$
Denavit <i>et al.</i> (2014)	$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$ $C_1 = 0.25 + 3 \left( \frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.70$
AISC (2010)	$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$ $C_1 = 0.10 + 2 \left( \frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.30$
ACI (2008)	$EI_{eff} = 0.7 E_c I_g$
Euro-código (2004)	$EI_{eff} = K_o (E_s I_s + E_s I_{sr} + K_{e,II} E_c I_c)$ $K_o = 0.90, K_{e,II} = 0.50$
Superposición de rigideces	$EI_{eff} = (E_s I_s + E_s I_{sr} + E_c I_c)$

donde:

$E_s$	Módulo de elasticidad del acero estructural.
$I_s$	Momento de inercia del perfil de acero.
$E_{sr}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
$I_{sr}$	Momento de inercia del acero de refuerzo.
$E_c$	Módulo de elasticidad del concreto.
$I_c$	Momento de inercia de la sección de concreto.
$I_g$	Momento de inercia de la sección gruesa, igual a la sumatoria de las inercias del acero, refuerzo y concreto.
$C_1$	Coefficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de una sección compuesta revestida en compresión.
$\beta_d$	Relación entre la máxima fuerza axial factorizada sostenida y la máxima fuerza axial requerida.
$K_o$	Factor de calibración (0.9).
$K_e$	Factor de corrección (0.5).
$C_c$	Coefficiente obtenido a partir de la relación entre áreas de acero y concreto.
$\alpha_c$	Coefficiente obtenido a partir de la relación entre la excentricidad y la longitud del elemento.

### **3 Metodología 1: Estudio de vibración ambiental**

#### **3.1 Introducción**

El estudio de vibración ambiental es un método que consiste en medir las vibraciones naturales en las estructuras, producidas por excitaciones relacionadas con el ambiente que las rodea, tales como: el tránsito vehicular, el viento, pasos de personas, entre otros. Es un método considerado simple y rápido. El uso de vibraciones ambientales ha demostrado ser una técnica económica y confiable, brindando información acerca de las propiedades dinámicas de las edificaciones, tomando en cuenta que los resultados sean restringidos al rango elástico (Malaga *et al.* 2007).

El presente capítulo discute los resultados de la calibración de la rigidez elástica a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) para la determinación de los periodos fundamentales de vibración de un edificio con columnas compuestas revestidas (SRC), consiste de un perfil de acero revestido por una sección de concreto reforzado. La calibración de esta rigidez para el edificio de estudio se realiza a partir de las frecuencias naturales obtenidas de mediciones de vibración ambiental, y de valores obtenidos con análisis modales utilizando ecuaciones teóricas y semiempíricas de rigideces efectivas evaluados en esta investigación. El edificio de 25 niveles de estudio está estructurado con marcos rígidos, un par de marcos arriostrados en su dirección transversal, y columnas de acero de sección I armadas y revestidas con concreto reforzado (SRC).

#### **3.2 Caso de estudio: “Torre Noria”**

El edificio de estudio se muestra en la figura 3.1. Ubicado en la ciudad de Puebla, tiene una altura total de 98.2m está destinado a comercios y oficinas. Sus 25 pisos a partir del nivel de calle se apoyan sobre 4 sótanos de cimentación y pilas de concreto.

El edificio está estructurado con marcos rígidos compuestos, y dos marcos arriostrados en la dirección transversal. Todas las columnas del edificio tienen la misma sección transversal compuesta SRC. El sistema de piso corresponde a una losa prefabricada de vigueta y bovedilla de 25cm de peralte, la cual se apoya sobre un sistema de vigas principales de acero estructural. La distribución de las columnas en planta se muestra en las figuras 3.2, 3.3 y 3.4.



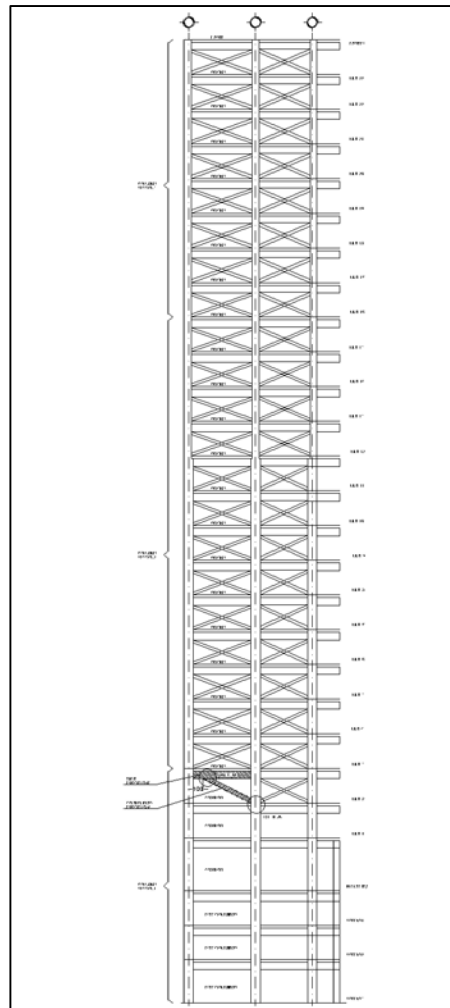


(a) Fachada norte

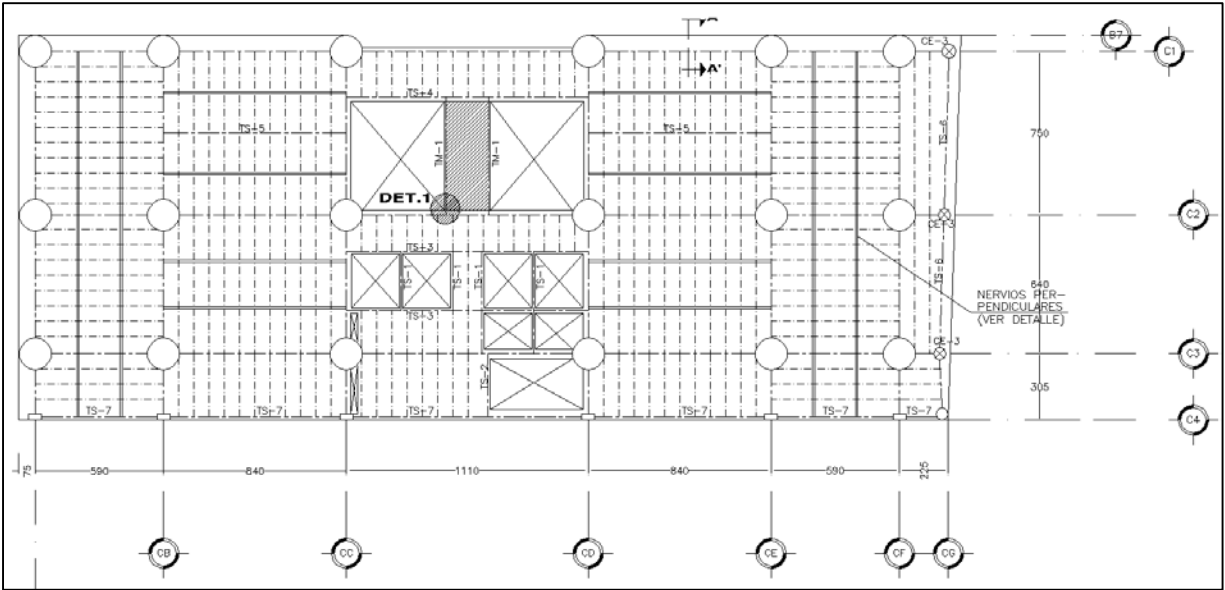


(b) Fachada poniente

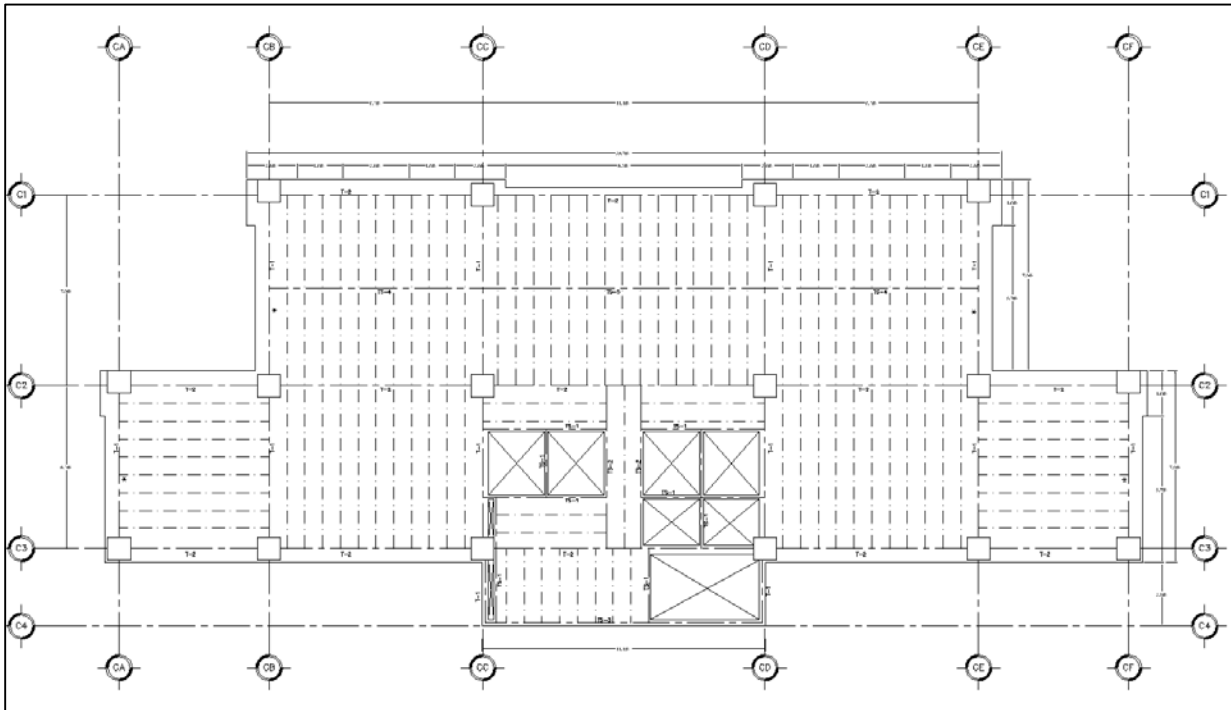
**Figura 3.1-Torre Noria: edificio estudiado para vibración ambiental**



**Figura 3.2- Corte esquemático Torre Noria**

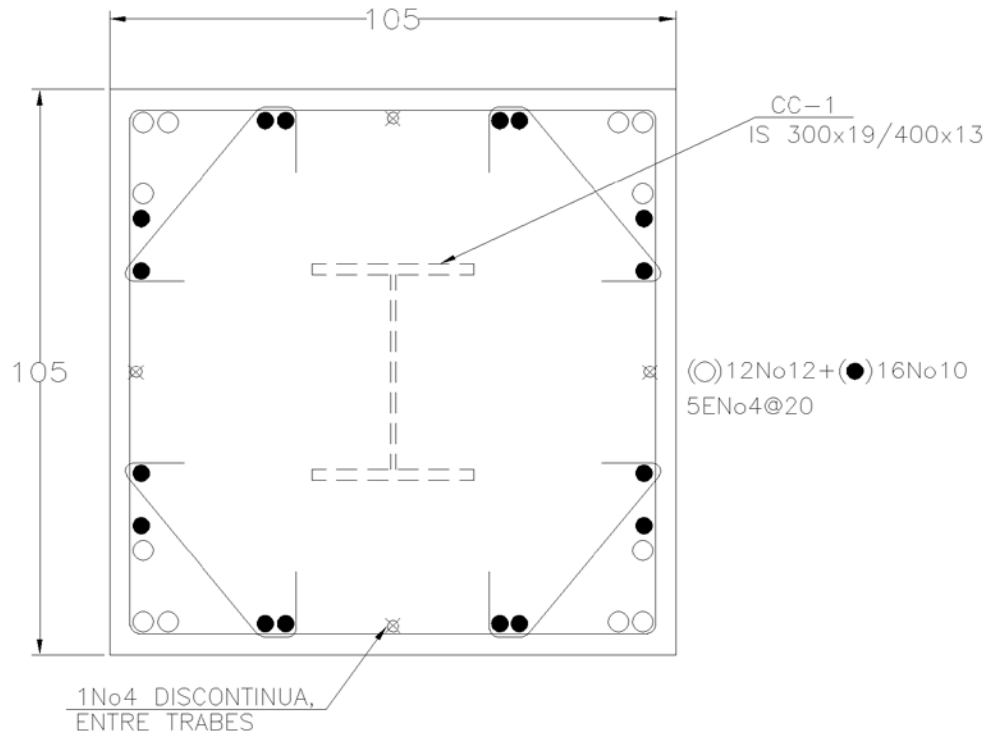


**Figura 3.3- Planta tipo niveles 1 al 3. Torre Noria**



**Figura 3.4- Planta tipo niveles 4 al 25. Torre Noria**

La sección SRC compuesta se integra de una sección I armada de acero NMX B-284 o ASTM A-572 Gr. 50, con placas de 300 x 19mm para los patines y de 400 x 13mm para el alma (IS 300x19 / 400x13) la cual es revestida con concreto conformando una sección cuadrada de 105 cm y reforzada con 12 varillas del #12 y 16 varillas del #10, más estribos del #4 espaciados a cada 20 cm, figura 3.5. La resistencia a la compresión del concreto para las columnas tiene un  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ .



**Figura 3.5- Sección compuesta SRC de la Torre Noria**

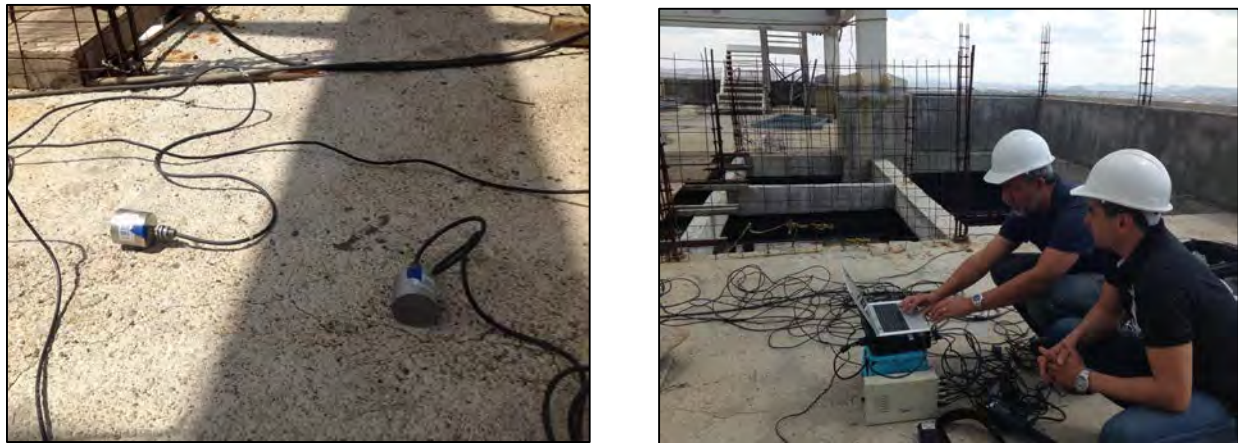
### 3.3 Instrumentación

El equipo que se utiliza para el registro de la vibración ambiental consistió en un sistema de adquisición de datos Siglab modelo 20-42. Este sistema de adquisición de datos tiene un convertidor análogo-digital (A/D) sigma-delta de 20-bits con un filtro anti-alias de 90 dB. Asimismo, se utilizaron 4 sensores sísmicos de la marca PCB, modelo 393B31. Finalmente, se utilizó una computadora portátil para almacenar la información y comandar al sistema de adquisición de datos. El equipo descrito se muestra en la figura 3.6.

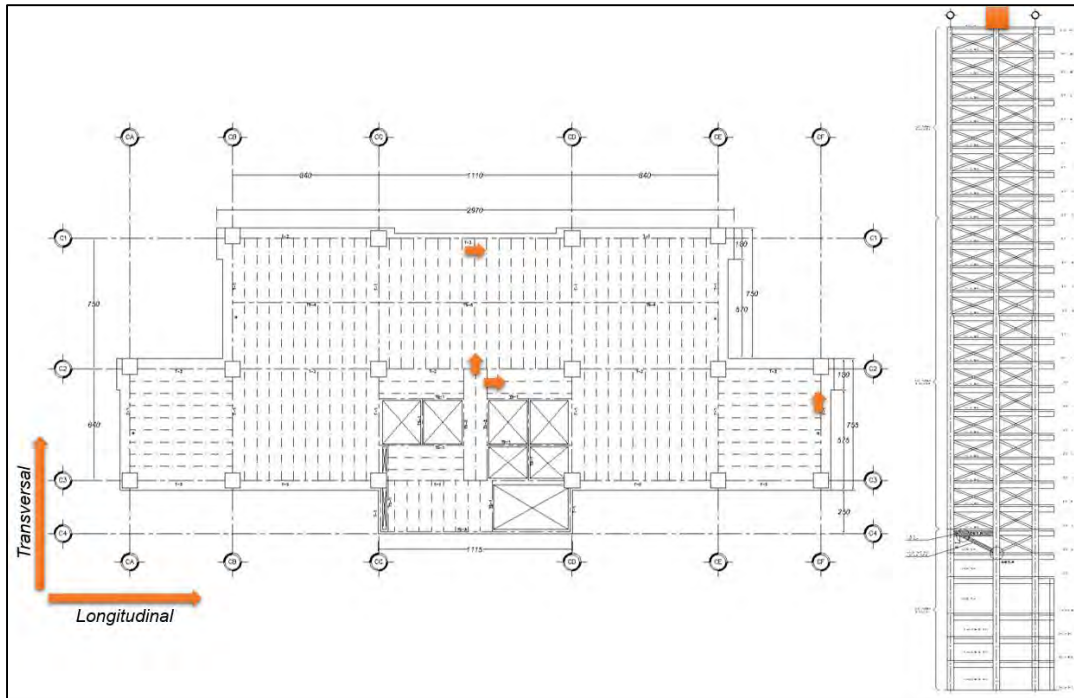


**Figura 3.6- Sistema de adquisición de datos SIGLAB modelo 20-42 y sensor PCB393B31**

La calidad de la información obtenida depende de la ubicación correcta de los sensores dentro de la estructura, así como de la sensibilidad y precisión de los instrumentos. En total se realizaron cuatro grabaciones con una duración 15 minutos cada una. La figura 3.7 ilustra el arreglo de ubicación de los sensores en la azotea del edificio, y que consistió en: dos sensores ubicados en el centro geométrico de la planta y orientados en las direcciones ortogonales longitudinal y transversal, respectivamente; con el objeto de estudiar el comportamiento de torsión, dos sensores adicionales se colocaron en los extremos de la planta en dirección transversal y longitudinal, respectivamente.



**Figura 3.7- Estudio de vibración ambiental torre “N”**



**Figura 3.8- Ubicación de sensores en planta y elevación**

Cabe señalar que, durante la etapa de medición de la vibración ambiental, el edificio se encontraba en proceso de construcción, presentando un avance de obra negra concluida. Un aspecto importante a considerar es que, al no contar con elementos no-estructurales y contenidos, la única fuente de masa corresponde a la del peso propio de la estructura, figura 3.9. Con el propósito de obtener propiedades dinámicas del suelo, también se midieron vibraciones en el terreno utilizando un sensor en la dirección norte, y otro en la dirección vertical.



**Figura 3.9- Contenido de la Torre Noria al momento de las grabaciones de vibración ambiental**

### 3.4 Procesamiento de datos

El proceso para determinar las propiedades dinámicas se divide en dos etapas. La primera, consiste en la grabación de los acelerogramas capturados por los sensores en la unidad central. La segunda, es el procesamiento de datos y que comprende en filtrar las señales, y realizar una corrección de línea base. Finalmente, se procede a transformar las señales del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia.

La técnica utilizada para hacer el cambio de dominio es la transformada rápida de Fourier de acuerdo a Bendat y Piersol (1989). La Transformada de Fourier puede definirse con la siguiente ecuación:

$$\ddot{X}(f) = \int_0^T \ddot{x}(t) e^{-i \cdot 2\pi f \cdot t} dt \quad (3.1)$$

La cual se puede escribir como:

$$\ddot{X}(f) = \int_0^T \ddot{x}(t) \cos(2\pi f \cdot t) dt - i \int_0^T \ddot{x}(t) \sin(2\pi f \cdot t) dt \quad (3.2)$$

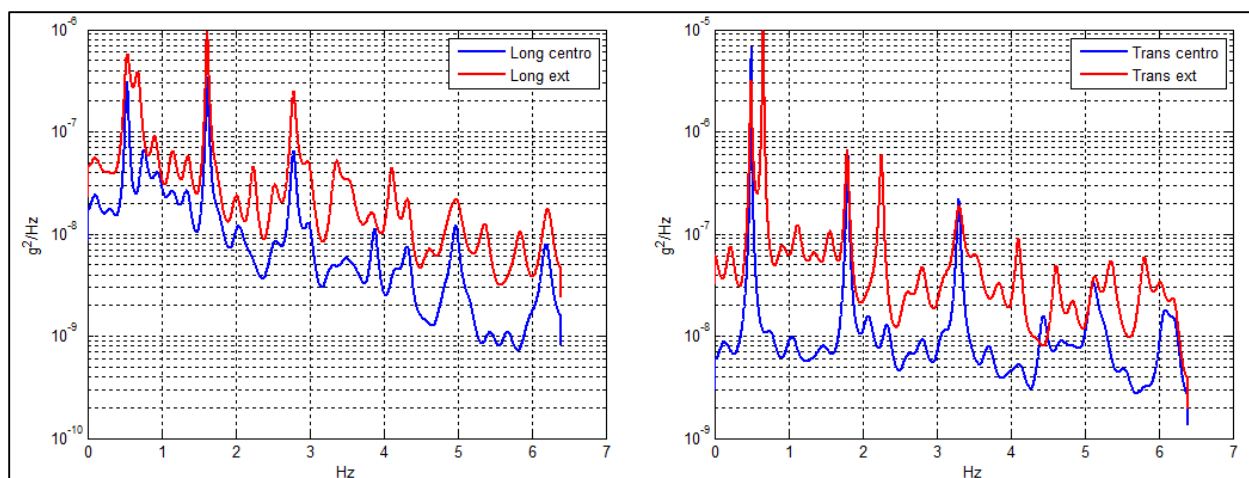
Las amplitudes de Fourier  $\ddot{X}(f)$  se componen de una parte real  $\ddot{X}_R(f)$  y de una imaginaria  $\ddot{X}_I(f)$ .

$$|\ddot{X}(f)| = \sqrt{\ddot{X}_R(f)^2 + \ddot{X}_I(f)^2} \quad (3.3)$$

Los espectros de potencia de las señales se calculan de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$S_{xx}(f) = \ddot{X}(f) \cdot \ddot{X}(f) \quad (3.4)$$

Las frecuencias naturales del sistema producirán picos en los espectros de potencia, lo cual indica que tienen la mayor participación en el contenido de frecuencias de las señales registradas. El análisis de estos picos permite identificar las frecuencias naturales, así como su modo y dirección, figura 3.10. En la tabla 3.1 se muestran los periodos obtenidos (inversos de las frecuencias) para los tres primeros modos de vibración correspondientes a las direcciones longitudinal, transversal y torsional.



**Figura 3.9- Espectros de potencia obtenidos a partir de registros**

**Tabla 3.1 – Periodos naturales de vibración medidos en el edificio**

Modo	Periodo asociado a la dirección		
	Longitudinal (s)	Transversal (s)	Torsional (s)
1	2.030	1.890	1.509
2	0.555	0.617	0.443
3	0.302	0.359	0.244

Adicional a la medición de vibración en la estructura, también se midieron vibraciones ambientales en el terreno adyacente al edificio, esto con el fin de determinar su periodo. Después de aplicar la técnica Nakamura (1989), se determinó que el periodo del suelo tiene un valor de 0.792s.

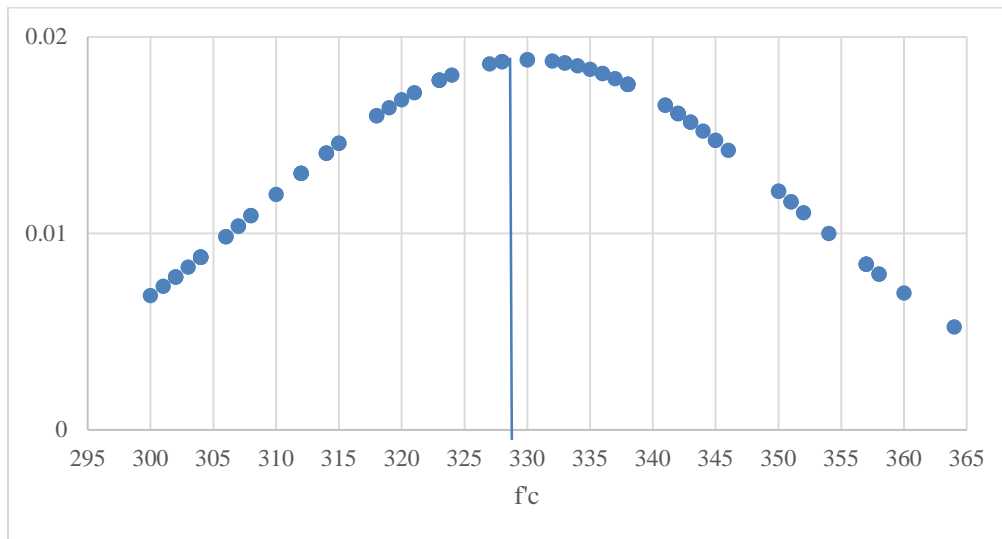
### 3.5 Análisis modal

Esta sección muestra los resultados del análisis modal del edificio descrito previamente, en los cuales se utilizaron los diferentes valores de rigidez efectiva de las columnas compuestas que se presentaron en el capítulo 3. Cabe señalar que la predicción de las masas en la estructura corresponden a su mejor estimación al momento de la medición de las vibraciones y que, como se comentó previamente, el hecho de que la estructura estuviese en obra negra y en construcción, sin carga viva máxima y sin sobrecarga muerta por acabados, permitió reducir la dispersión esperada en las frecuencias de vibración debida a las masas. La resistencia nominal del concreto

dentro de la sección compuesta se especificó anteriormente, sin embargo, se lograron obtener resultados de las pruebas realizadas a los cilindros de concreto utilizados en el colado de los elementos estructurales de la Torre Noria. Se calculó una curva de distribución normal de dichos resultados, figura 3.11, y el valor asignado para el módulo de elasticidad del concreto utilizado en los modelos analíticos se calculó con la expresión 3.5, la decisión de sumar la desviación estándar a la media se debe a que de esta manera se puede incluir el efecto de envejecimiento del concreto, y este genera una sobre resistencia del material.

$$f'_c = \bar{X} + \sigma = 351.32 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (3.5)$$

$$E_c = 14000\sqrt{f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (3.6)$$



**Figura 3.10- Distribución normal de los resultados de las pruebas de cilindros de concreto**

Con respecto al acero estructural, se tomó en cuenta la sobre-resistencia existente en los perfiles de acero. Para darle un valor justificado, se aplicó el factor correspondiente al tipo de acero que señalan las previsiones sísmicas ANSI/AISC 341-10.

$$F_{ye} = R_y F_y = 1.10 F_y = 3866.5 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (3.7)$$

Otro factor que puede influir en la determinación de las propiedades dinámicas de la estructura es la posible interacción dinámica suelo-cimentación-estructura; en el presente estudio, la determinación de las propiedades dinámicas de la estructura a partir de la medición de la vibración ambiental y del análisis modal asumieron la hipótesis de base rígida.



Por tanto, la rigidez de la estructura, que depende de la rigidez efectiva ( $EI_{eff}$ ) de las columnas compuestas, es la variable objetivo a calibrar para la precisa determinación de las frecuencias naturales de vibración de un marco compuesto.

### ***3.5.1 Calibración del modelo analítico de la Torre Noria con las distintas expresiones de $EI_{eff}$***

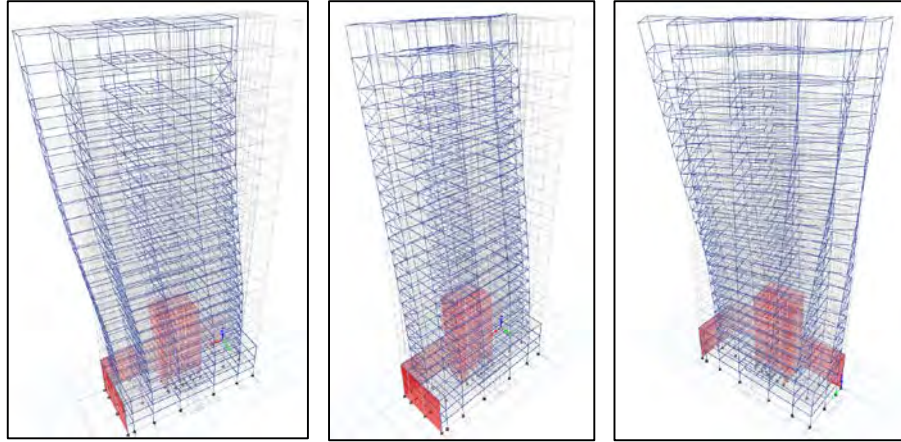
Los modelos analíticos se realizaron en el programa ETABS 2013 (CSI), modelando las columnas compuestas del edificio como una sección equivalente de dimensiones 105x105cm. El módulo de elasticidad del material asignado a dicha sección equivalente se calculó de la siguiente manera:

$$E_{eq} = \frac{EI_{eff(Propuesta)}}{I_g} \quad (3.8)$$

Para tomar en cuenta la participación de la inercia del perfil embebido en cada sentido, se calculó un factor de modificación de inercia para cada eje con la siguiente expresión:

$$MI_{eff} = \frac{EI_{eff(Propuesta)}}{I_g E_{eq}} \quad (3.9)$$

Con estas consideraciones se lograron obtener las mejores estimaciones de las propiedades dinámicas del edificio de forma analítica. La figura 4.12 muestra los primeros tres modos de vibración del edificio, así como el núcleo central de elevadores que ya incluía los muros construidos al día de la medición de las vibraciones.



**Figura 4.11- Modelos analíticos de la Torre Noria**

En total se realizaron 6 modelos evaluando cada una de las expresiones para calcular  $EI_{eff}$  reportados en la tabla 4.6. Los resultados de los periodos para los primeros 3 modos de cada modelo se muestran en la tabla 3.2.

**Tabla 3.2 – Periodos de vibración obtenidos por modelos analíticos (primer modo)**

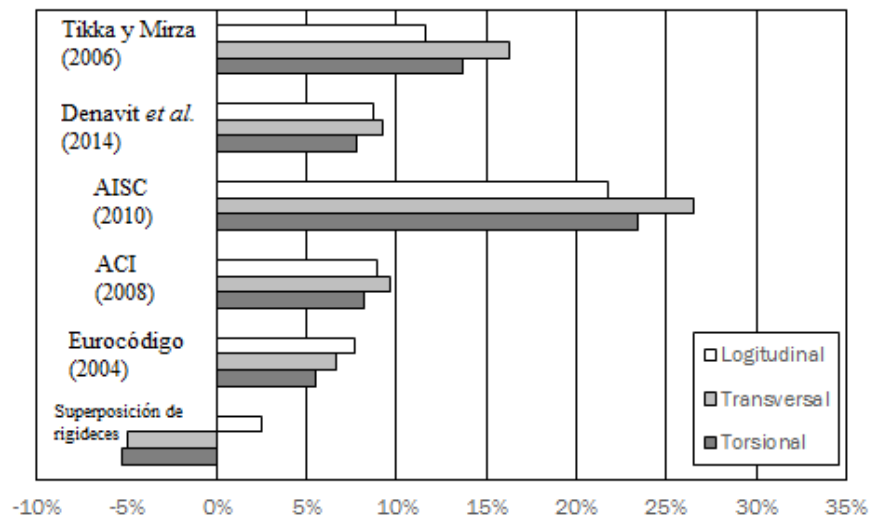
Criterio de $EI_{eff}$	Periodo asociado a la dirección		
	Longitudinal (s)	Transversal (s)	Torsional (s)
Tikka y Mirza (2006)	2.282	2.237	1.740
Denavit <i>et al.</i> (2014)	2.211	2.075	1.643
AISC (2010)	2.637	2.446	1.966
ACI (2008)	2.218	2.089	1.591
Eurocódigo (2004)	2.198	2.045	1.613
Superposición de rigideces	2.087	1.799	1.431

### 3.6 Evaluación de resultados

Esta sección presenta y discute los valores de los errores obtenidos entre los periodos del primer modo de vibración para cada dirección extraídos de las mediciones de vibración ambiental (reportados en la tabla 3.1) y los periodos calculados del análisis modal (reportados en la tabla 3.2) asumiendo los diferentes valores de la rigidez efectiva elástica de las columnas compuestas (reportadas en la tabla 2.6). Los valores de estos errores se presentan en la tabla 3.3, y los valores absolutos de dichos errores se ilustran en la figura 3.13.

**Tabla 3.3 – Errores obtenidos entre los periodos analíticos respecto a los de vibración ambiental**

Criterio de $EI_{eff}$	Periodo asociado a la dirección		
	Longitudinal (s)	Transversal (s)	Torsional (s)
Tikka y Mirza (2006)	11.6%	16.3%	13.7%
Denavit <i>et al.</i> (2014)	8.7%	9.3%	7.8%
AISC (2010)	21.8%	26.6%	23.5%
ACI (2008)	8.9%	9.7%	8.2%
Eurocódigo (2004)	7.6%	6.6%	5.5%
Superposición de rigideces	2.5%	-5.3%	-5.7%



**Figura 3.12- Errores obtenidos entre los periodos analíticos respecto a los de vibración ambiental**

Como se observa al comparar los resultados y los respectivos errores, el criterio de superposición de rigideces es el que proporciona los menores errores absolutos. Sin embargo, para la dirección transversal y torsional, este error es negativo, lo que supone que la rigidez supuesta en el análisis es mayor a la que desarrolla el sistema (y que se infiere por la vibración ambiental), lo cual resulta en una inconsistencia. Así, el menor error consistente (alrededor del 10%) se obtuvo cuando las rigideces efectivas en las columnas compuestas se determinaron con las propuestas por el Eurocódigo (2004), el ACI (2008) y Denavit *et al.* (2014); resulta interesante observar que, en estos casos, se tienen una rigidez efectiva de alrededor de  $0.7E_cI_g$ , y que entre estas tres, la propuesta de Denavit *et al.* (2014) es la que presenta el menor diferencial de error entre las tres

direcciones. Cabe mencionar que estas tres últimas ecuaciones fueron propuestas para poder emplearse en el análisis estructural de sistemas compuestos, como el evaluado en este estudio. Un error mayor se obtuvo cuando se utilizó la ecuación propuesta por Tikka y Mirza (2006), siendo alrededor del 18%, y cuando se utilizó la ecuación de la especificación del AISC (2010), en la que el error llegó a ser del 30%. Cabe mencionar que, aunque la ecuación en la especificación del AISC fue propuesta para columnas compuestas revestidas SRC, su calibración correspondió a la carga crítica de pandeo o de Euler ( $P_e$ ), con la que se determina la resistencia a compresión de la columna compuesta, como se menciona en los comentarios de la especificación AISC.

Los resultados apuntan a que las ecuaciones propuestas por el Eurocódigo (2004), el ACI (2008) y Denavit *et al.* (2014) proporcionan una estimación adecuada de los periodos fundamentales esperados, con los cuales se garantiza una estimación adecuada de las fuerzas sísmicas de diseño que tendrá que resistir el sistema.

### **3.7 Comentarios finales del estudio de vibración ambiental**

Se presentaron, a partir de mediciones de vibración ambiental y análisis modales analíticos, los resultados de la calibración de la rigidez elástica efectiva de las columnas compuestas revestidas en un marco rígido. Los resultados obtenidos del estudio de vibración ambiental demuestran que esta metodología, además de ser relativamente simple, es muy eficiente para determinar las propiedades dinámicas de las estructuras. Los periodos obtenidos a través de vibración ambiental demuestran que, la especificación del AISC es conservadora para fines de la estimación del periodo. Por el contrario, la superposición de los elementos que integran la sección compuesta sobreestima la rigidez, y por tanto se subestiman los periodos estructurales. Los criterios de rigidez efectiva que proporcionaron resultados con el menor error, para el edificio de estudio, son los propuestos por el Eurocódigo (2004), el ACI (2008) y Denavit *et al.* (2014), los cuales proporcionan para el edificio de estudio una rigidez efectiva de alrededor del 70% de la rigidez gruesa de la sección.

## **4 Metodología 2: Análisis de elementos finitos (AEF)**

### **4.1 Introducción**

Este capítulo describe una metodología para evaluar el parámetro de rigidez efectiva a flexión de columnas compuestas embebidas (SRC) a partir de análisis con elementos finitos, y con el cual se intenta predecir el comportamiento y degradación de la rigidez de columnas compuestas con aproximaciones numéricas confiables. El método de los elementos finitos es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales muy utilizado en diversos problemas de ingeniería y de física. La variedad de problemas a los que puede aplicarse es muy variado, y su aplicación en elementos compuestos de acero y concreto también ha sido ampliamente utilizado (e.g., Varma 2006, Hu 2008, Perea 2008, entre muchos otros).

Los modelos presentados en este capítulo se modelaron en el programa comercial de elementos finitos ANSYS.

### **4.2 Descripción de los modelos**

#### ***4.2.1 Análisis lineal***

El modelo desarrollado para ser analizado por el método de elementos finitos consistió en una columna aislada de 3.5m de longitud empotrada en un extremo y libre en el otro extremo. La columna compuesta SRC se integra por un perfil W14x90 de acero revestida con concreto conformando una sección cuadrada de 60cm y reforzada con 4 varillas del #8 (figura 4.1). La resistencia a compresión del concreto para las columnas es de  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

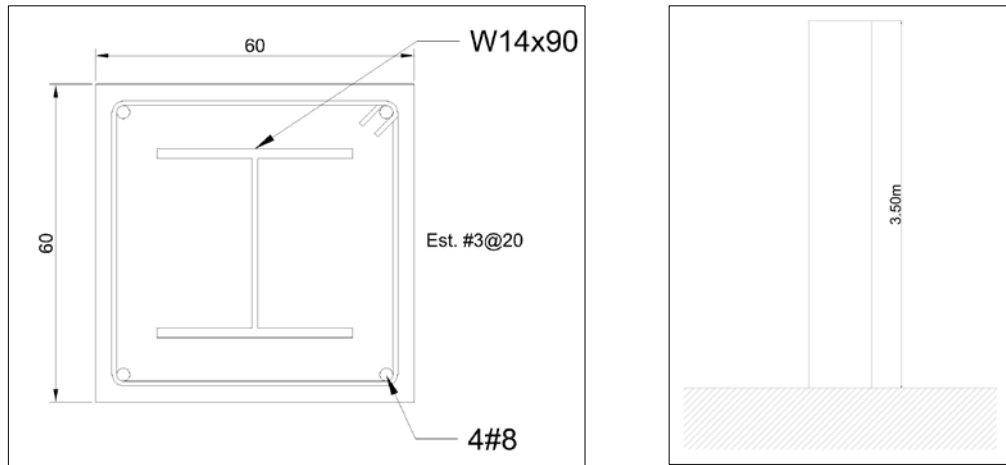


Figura 4.1- Sección para el análisis lineal de elementos finitos

#### 4.2.1.1 Ecuaciones constitutivas análisis lineal

Los valores asignados a los materiales empleados en el análisis lineal de elementos finitos se limitan a asignar un módulo de elasticidad y un módulo de Poisson. El perfil embebido en la sección de concreto corresponde a un acero A-572 Gr.50, mientras que para el acero de refuerzo corresponde a un acero de grado 60. Para lograr modelar de forma implícita la presencia del acero de confinamiento, fueron asignadas distintas características al concreto dependiendo su nivel de confinamiento tratando de igualar lo más posible a los empleados en los análisis de elementos fibra realizados por Denavit *et al.* (2011).

Para lograr modelar el confinamiento del concreto dentro de la sección compuesta, se emplearon distintos valores para las tres zonas del concreto que se ilustran en la figura 4.2, es decir: concreto sin confinamiento, concreto medianamente confinado y concreto altamente confinado. La tabla 5.1 presenta los valores que se asignaron.

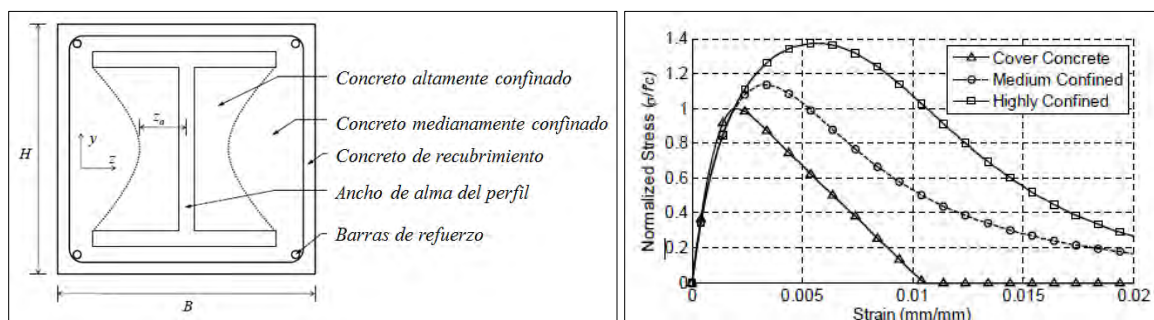


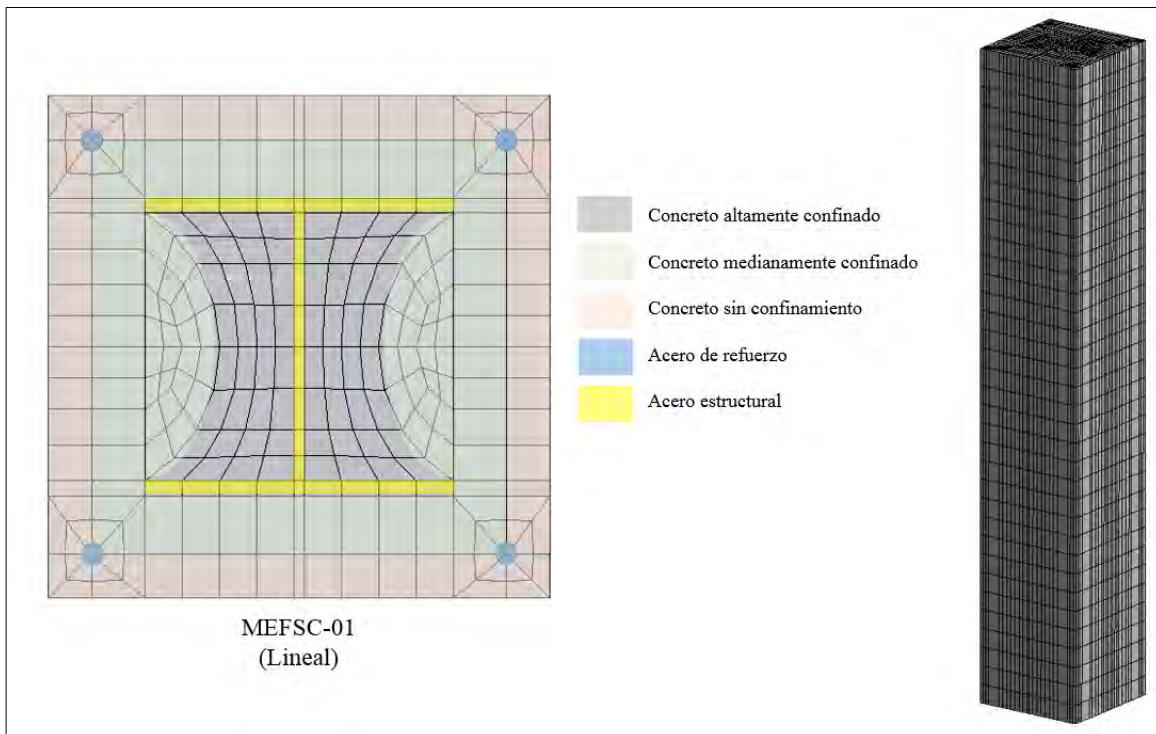
Figura 4.2- Niveles de confinamiento del concreto dentro de una sección compuesta (Denavit *et al.* 2011)

**Tabla 4.1 – Ecuaciones constitutivas para el análisis línea de elementos finitos.**

Material	Módulo de elasticidad (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo de Poisson
Acero estructural	2,000,000	0.30
Acero de refuerzo	2,000,000	0.30
Concreto sin confinar	$14000\sqrt{1.0f'_c}$	0.20
Concreto medianamente confinado	$14000\sqrt{1.175f'_c}$	0.20
Concreto altamente confinado	$14000\sqrt{1.39f'_c}$	0.20

#### 4.2.1.2 Modelado y mallado del análisis lineal

Un tipo de elementos finitos se empleó para el análisis lineal de la columna compuesta. Tanto para el perfil de acero estructural, acero de refuerzo y concreto. Este elemento corresponde a un Solid185, que es un elemento en tres dimensiones, con ocho nudos y tres grados de libertad por nudo. Una de las hipótesis que se asumen en estos análisis es la de adherencia perfecta entre los distintos materiales, lo cual se puede lograr con una cantidad adecuada de conectores de cortante.



**Figura 4.3- Mallado del modelo lineal de elementos finitos**

#### 4.2.2 Análisis no lineal

El segundo modelo desarrollado para ser analizado por el método de elementos finitos consistió en la misma columna, figura 4.1. Sin embargo, debido a que la sección presenta un eje de simetría, se modeló la mitad de la columna, para fines de optimización en el tiempo de cómputo para realizar el análisis.

##### 4.2.2.1 Ecuaciones constitutivas análisis no lineal

Debido a las dimensiones de los cálculos que realiza este método, se emplearon modelos constitutivos simples. Las ecuaciones constitutivas empleadas para acero estructural y el acero de refuerzo se modelaron comportamiento elastoplástico perfecto, para el caso del concreto, la ecuación constitutiva asignada corresponde a una curva bilineal, figura 4.4. Es importante señalar que, debido al modelado del acero de refuerzo longitudinal y transversal, se asignó un solo tipo de concreto a toda la sección, ya que en confinamiento del concreto está implícito en el modelo.

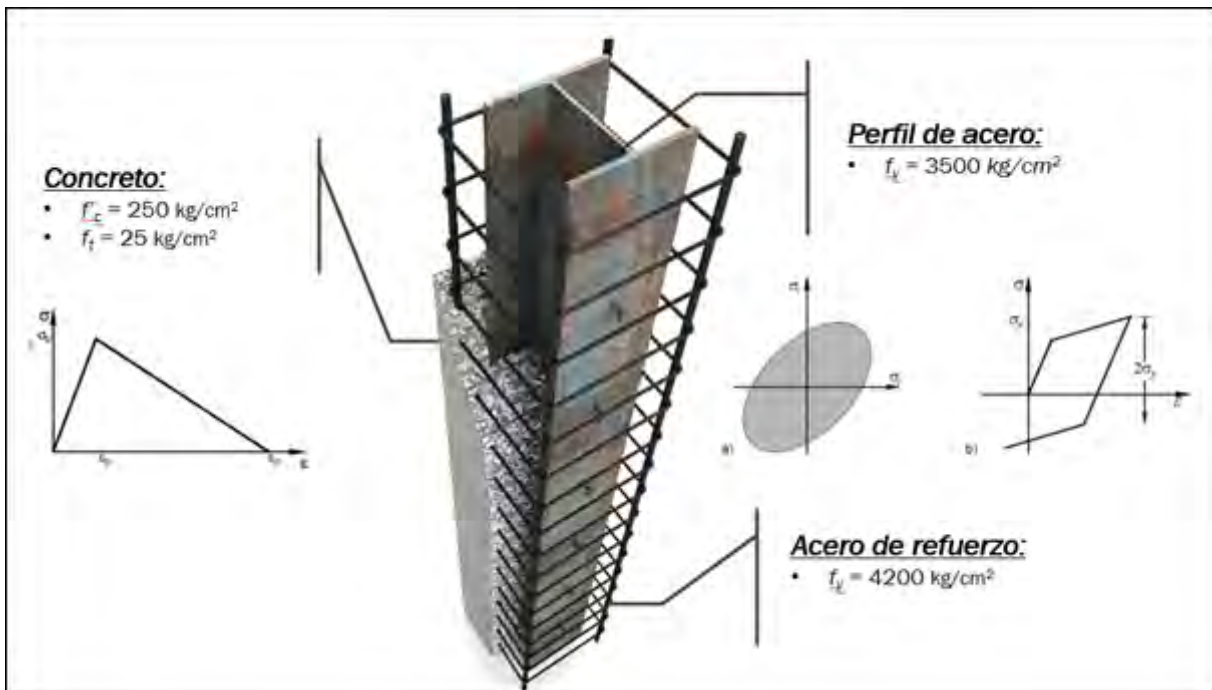


Figura 4.4- Ecuaciones constitutivas del modelo no lineal de elementos finitos



#### 4.2.2.2 Modelado y mallado del análisis no lineal

Tres tipos de elementos finitos se emplearon para el análisis no lineal de la columna compuesta. Para el perfil de acero, se empleó un elemento finito Solid185, que es un elemento en tres dimensiones conformado por ocho nudos y tres grados de libertad en cada nudo. Para el concreto, se empleó un elemento tipo Solid65, comúnmente utilizado para modelar concreto, es un elemento tridimensional conformado por ocho nudos y tres grados de libertad en cada nudo, la característica de este elemento es que puede interactuar con otro elemento finito tipo barra empleado para modelar el acero de refuerzo. Este elemento tipo barra, Link180, se caracteriza por tener la capacidad de ser empleado en modelos de dos y tres dimensiones, se integra por dos nudos y tres grados de libertad en cada uno, su comportamiento es uniaxial (figura 4.7). La figura 4.5 muestra la asignación de los elementos finitos. La hipótesis empleada para realizar este modelo, de igual manera que en el análisis lineal, es la adherencia perfecta entre los distintos materiales.

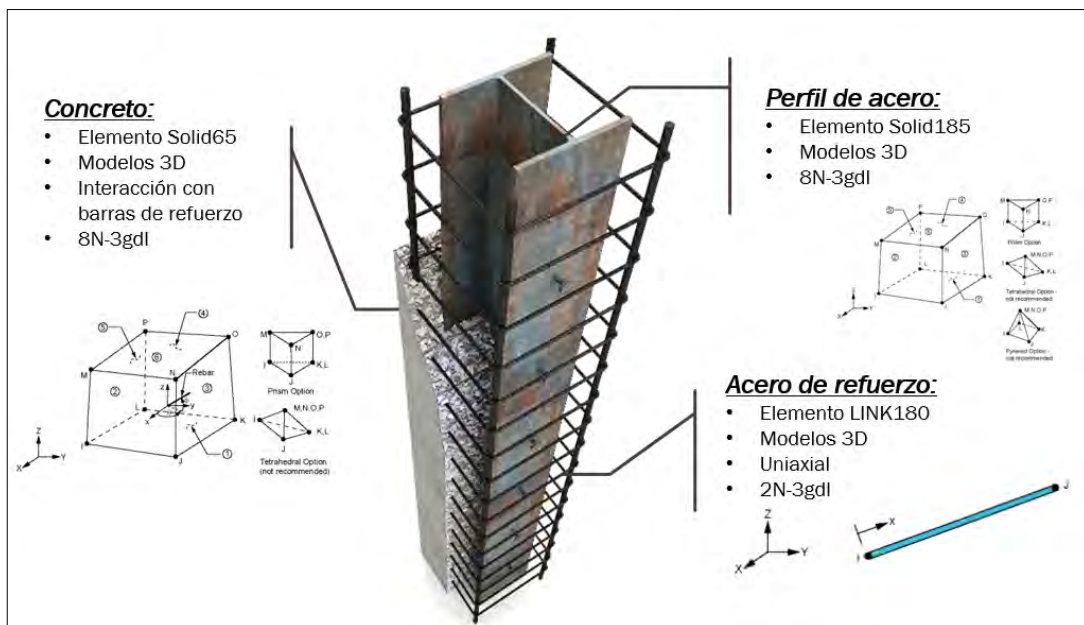


Figura 4.5- Elementos finitos empleados en el análisis no lineal.

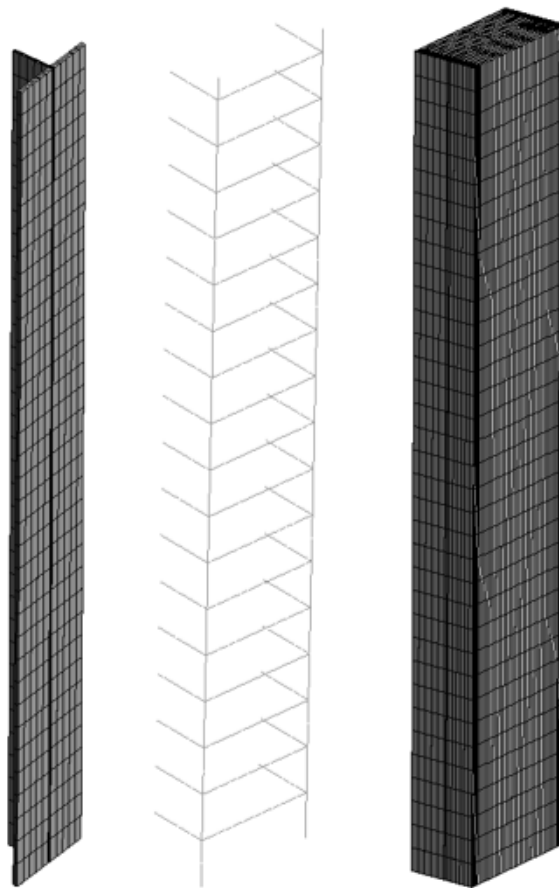
La malla empleada en el análisis no lineal se muestra en la figura 4.6. Esta malla corresponde a la simplificación de la columna compuesta debido a que presenta un eje de simetría. La zona diferenciada en color en el extremo superior de la columna (figura 4.6b), corresponde a la asignación de elementos rígidos y en donde se aplica la carga.



(a) Sección transversal

(b) Vista 3D

**Figura 4.6- Mallado del modelo no lineal de elementos finitos**



**Figura 4.7- Mallado de los materiales empleados en el análisis no lineal**

#### 4.2.2.3 Protocolo de carga análisis no lineal

El modelo del análisis lineal y el modelo no lineal se analizaron con el mismo patrón de carga: una carga axial  $P$  con un valor de  $0.4P_u$ , la carga lateral  $\Delta$  corresponde a un control incremental lateral de desplazamientos en dirección al eje débil del perfil de acero. Los grados de libertad asignados en la base de la columna la restringen en traslación.

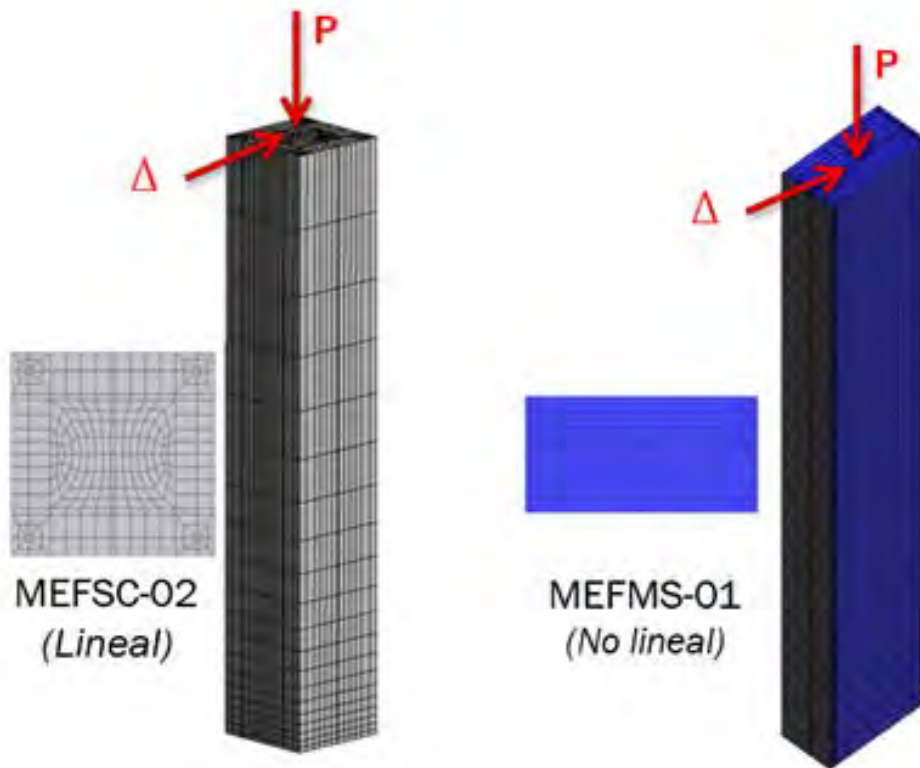
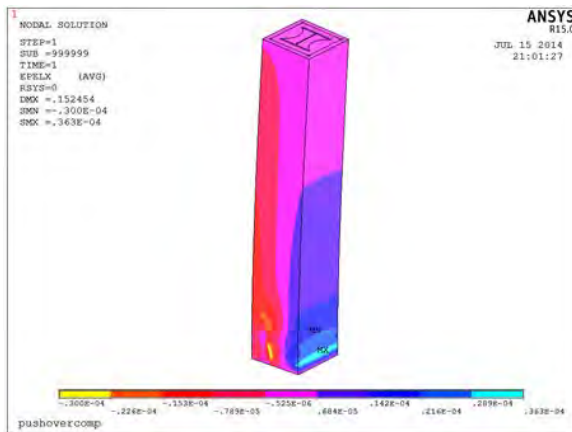


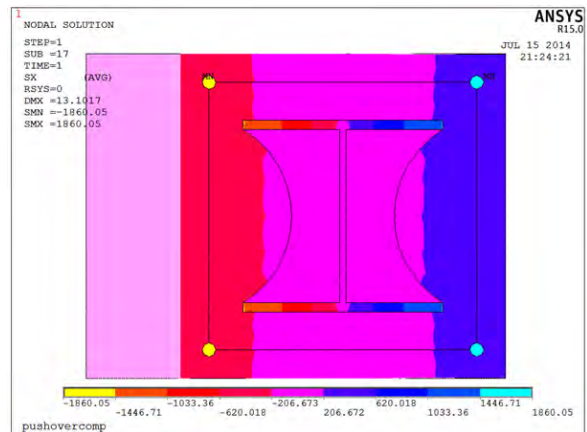
Figura 4.8- Protocolo de carga análisis de elementos finitos

#### 4.3 Evaluación de resultados

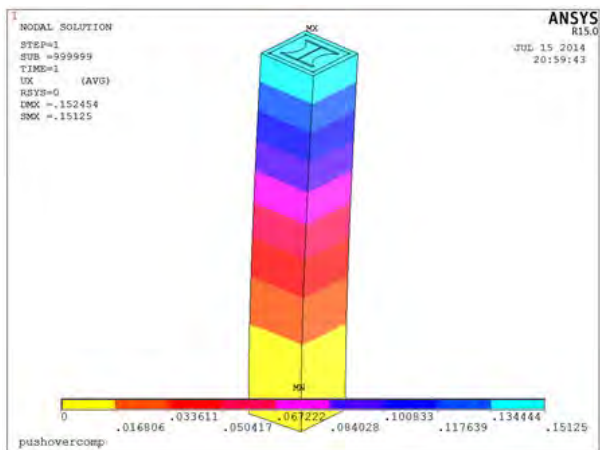
Los resultados obtenidos del análisis lineal muestran una concentración de esfuerzos en la base, figura 4.9a, zona donde se espera que se desarrolle la primera fractura del elemento, esto concuerda con los modelos experimentales reportados en esta investigación, es el lugar donde se generará la primera articulación plástica. La figura 4.9b muestra un corte en la sección, es claro que el nivel de esfuerzo mayor se presenta en las barras de refuerzo, para este nivel de demanda muy posiblemente las barras hayan presentado un pandeo, por lo tanto, pérdida de la rigidez lateral de la columna. La figuras 4.9c y 4.9d muestran la respuesta del sistema ante nivel de cargas aplicado.



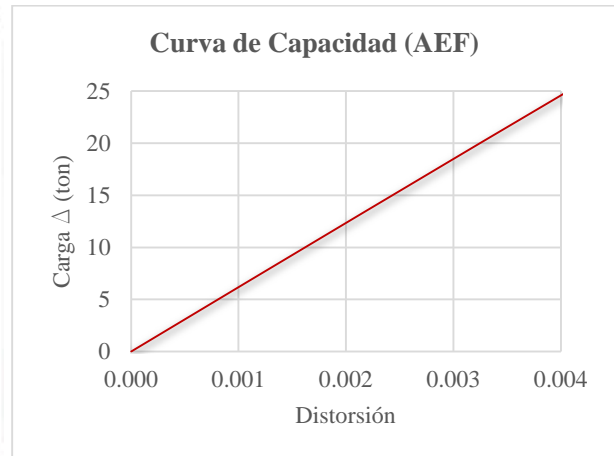
a)



b)



c)

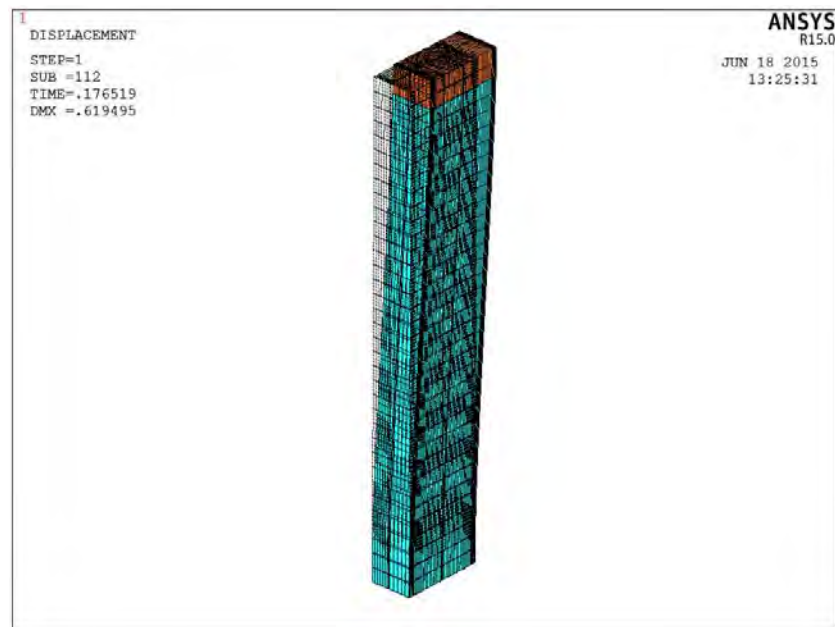


d)

**Figura 4.9- Resultados del análisis lineal de elementos finitos. a) concentración de esfuerzos principales, b) distribución de esfuerzos en la sección compuesta, c) deformación global del modelo, d) curva de capacidad del modelo**

La figura 4.10 muestra el modelo deformado posterior al análisis no lineal, se puede observar la formación de fisuras en el concreto de recubrimiento, que concuerdan con la zona de mayor concentración de esfuerzos del análisis lineal. Se calculó la curva de capacidad del modelo, los valores calculados se multiplicaron por 2 para obtener los resultados de la columna en su sección completa, ya que este análisis de cálculo utilizando solo la mitad de la sección, figura 4.11, sin embargo, debido a las características no lineales del modelado del concreto, el modelo presenta problemas de convergencia al presentarse un agrietamiento considerable en el concreto. Estos errores en la convergencia de los análisis impiden llevar a distorsiones importantes de la

columna, lo que limita la claridad en el comportamiento de la columna ante niveles de desplazamiento de colapso.



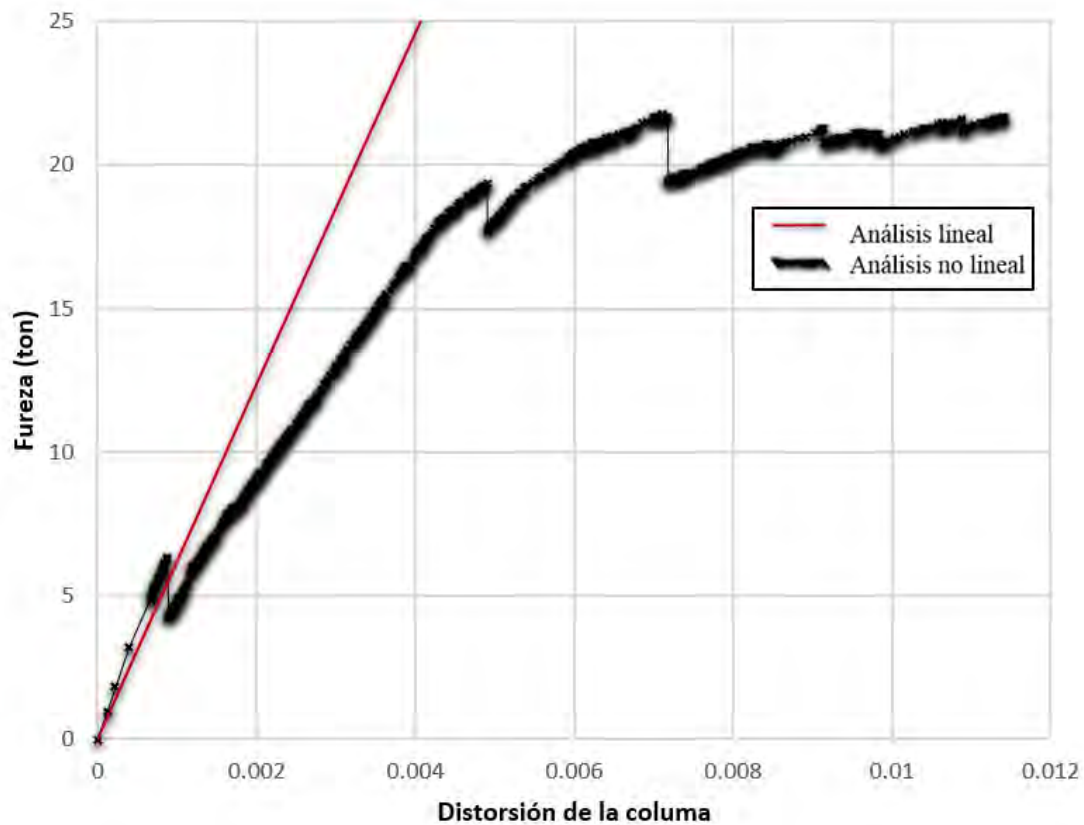
a)



b)

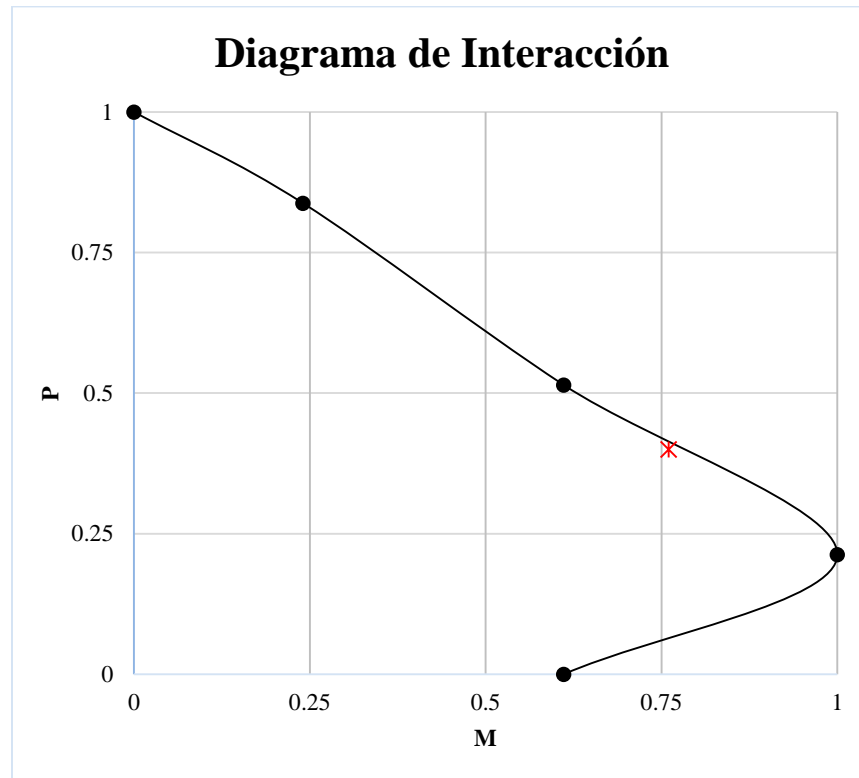
**Figura 4.10- Modelo deformado posterior al análisis no lineal de elementos finitos**

La línea recta en la gráfica representa la respuesta del análisis lineal. Comparado con la curva de capacidad del análisis no lineal se observa que el modelo lineal tiene una rigidez inicial muy similar, pero a medida que se va aplicando la carga, la curva no lineal comienza a perder rigidez. Esto debido al agrietamiento del concreto de recubrimiento, por lo tanto, la sección pierde inercia. El último punto calculado en el análisis no lineal se puede considerarse como el momento en que la estructura pierde estabilidad en la compatibilidad de deformaciones en los materiales que integran la sección compuesta. Tomando este punto como referencia, se puede comparar el valor de la respuesta de un análisis lineal empleando las expresiones para calcular la rigidez efectiva de la sección compuesta ( $EI_{eff}$ ).



**Figura 4.11- Curva de capacidad análisis no lineal de elementos finitos.**

La figura 4.12 muestra la ubicación de la resistencia máxima calculada en el análisis no lineal dentro del diagrama de interacción, calculado con la normativa AISC (2010). La respuesta calculada tiene una certera relación con la resistencia de la sección.



**Figura 4.12- Diagrama de interacción de columna compuesta SRC**

La respuesta de los modelos mediante un análisis lineal calculado con las propuestas evaluadas se compara con el desplazamiento calculado con el análisis no lineal. El desplazamiento calculado con la ecuación de estabilidad, expresión 4.1, toma en cuenta los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ). El valor de  $EI$  es el valor calculado con las propuestas evaluadas. El desplazamiento calculado con las propuestas se normaliza con respecto al desplazamiento máximo calculado con el análisis de elementos finitos y se muestra en la tabla 4.2.

$$\Delta_{lateral} = \frac{FL^3}{3EI} \left[ \frac{3 \left( \tan \left( \sqrt{\frac{PL^2}{EI}} \right) - \sqrt{\frac{PL^2}{EI}} \right)}{\left( \frac{PL^2}{EI} \right)^{3/2}} \right] \quad (4.1)$$

Donde:

$F$  : Fuerza lateral

$P$  : Carga axial

**Tabla 4.2 – Variación de las propuestas con respecto al análisis de elementos finitos.**

<b>Propuesta/Reglamento</b>	<b>(1) <math>EI_{eff}/E_c</math></b>	<b>(2) Desp. <math>EI_{eff}/AEF</math></b>
Tikka y Mirza (2006)	0.432	1.653
Denavit <i>et al.</i> (2014)	0.627	1.021
AISC (2010)	0.368	2.070
ACI (2008)	0.700	0.894
Eurocódigo (2004)	0.642	0.992

#### 4.4 Comentarios finales del análisis por elementos finitos

Se presentaron, a partir de análisis de elementos finitos los resultados de la calibración de la rigidez elástica efectiva de las columnas compuestas SRC. Los resultados obtenidos con esta metodología muestran que es un procedimiento complejo, que predice correctamente los estados de esfuerzo a los que se someten las estructuras y es muy eficiente para localizar problemas locales dentro de las estructuras, sin embargo, esta metodología es ineficiente si se utiliza para diseñar elementos.

La respuesta del modelo mostró tener una buena correlación con el diagrama de interacción calculado por la normativa AISC (2010). De forma contraria, la especificación del AISC es conservadora para fines de la estimación del desplazamiento lateral de columnas compuestas. La ecuación propuesta por el Eurocódigo (2004) y Denavit *et al.* (2014) predicen con gran certeza el desplazamiento lateral. La expresión propuesta por ACI (2008) subestima los desplazamientos laterales ya que toma un mayor porcentaje de inercia efectiva de la sección.



## **5 Metodología 3: Calibración de modelos no lineales con respecto a estudios experimentales**

### **5.1 Introducción**

La capacidad de realizar simulaciones no lineales precisas es una componente clave en la evaluación del comportamiento de los sistemas estructurales para determinar su resistencia sísmica. Este capítulo evalúa el comportamiento no lineal de columnas compuestas embebidas a través de cuatro modelos de deterioro para reproducir la degradación de las propiedades elásticas. La primera metodología consiste en un modelo de plasticidad distribuida, en la cual las columnas compuestas se discretizan en fibras donde se asignan las leyes constitutivas correspondientes al material; los tres modelos restantes incorporan el principio de plasticidad concentrada con diferentes propiedades de deterioro y respuesta histerética. Los resultados que se obtienen se calibran con resultados que se reportan en estudios experimentales por Chen *et al.* (2014) y Ricles-Paboojian (1994).

### **5.2 Principio de modelos de plasticidad**

#### **5.2.1 Plasticidad distribuida**

En este principio se modelan elementos no-lineales como elementos barra, en donde los extremos (o puntos de integración) se acoplan a una sección transversal que se discretiza en un arreglo de fibras con propiedades definidas por la correspondiente ley constitutiva (curva esfuerzo-deformación) del material. Así, las propiedades de todas las fibras se integran para obtener la respuesta de la sección transversal, y en consecuencia, la respuesta del elemento barra y del sistema estructural.

La figura 5.1 muestra esquemáticamente el modelo de una columnas compuesta embebida (SRC) como un elemento no-lineal con plasticidad distribuida y con extremos acoplados a la sección transversal compuesta que se discretiza en fibras; los diferentes colores representan las correspondientes leyes constitutivas asignadas a cada fibra, es decir, amarillo para el acero estructural, gris oscuro para el concreto altamente confinado, gris claro para el recubrimiento de concreto, y gris para el concreto medianamente confinado.



**Figura 5.1- Elemento barra con sección discretizada en fibra**

El análisis de fibras está basado en satisfacer global y localmente las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, es decir:

$$\left. \begin{aligned}
 P &= \sum \sigma_i(\varepsilon_i) a_i & EA &= \sum_{i=1}^n E_i a_i = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i(\varepsilon_i)}{\varepsilon_i} a_i \\
 M_x &= \sum_{i=1}^n \sigma_i(\varepsilon_i) y_i a_i & M_y &= \sum_{i=1}^n \sigma_i(\varepsilon_i) x_i a_i \\
 EI_x &= \sum_{i=1}^n E_i y_i^2 a_i = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i(\varepsilon_i)}{\varepsilon_i} y_i^2 a_i & EI_y &= \sum_{i=1}^n E_i x_i^2 a_i = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i(\varepsilon_i)}{\varepsilon_i} x_i^2 a_i
 \end{aligned} \right\} \quad (5.1)$$

donde:

$P$ : Fuerza axial resultante

$M$ : Momento resultante

$EA$ : Rigidez axial efectiva

$EI$ : Rigidez a flexión efectiva

$\sigma$ : Esfuerzo en la  $i$ -ésima fibra

$\varepsilon$ : Deformación unitaria en la  $i$ -ésima fibra

$a$ : Área en la  $i$ -ésima fibra  
neutro.

$x, y$ : Distancia entre la  $i$ -ésima fibra y el eje

### 5.2.2 Plasticidad Concentrada

El principio de plasticidad concentrada se basa en ensamblar un elemento elástico tipo barra a una articulación con propiedades no-lineales en la que se supone se concentra toda la disipación de energía. Es necesario que los modelos histeréticos con degradación de resistencia y rigidez sean capaces de predecir la capacidad al colapso de una estructura, o bien, que representen los aspectos más importantes de deterioro observados en los estudios experimentales. Muchos

modelos histeréticos han sido desarrollados para representar el comportamiento histerético de elementos estructurales; sin embargo, pocos modelos incluyen el comportamiento post-fluencia y la degradación cíclica del elemento, y ninguno calibrado a elementos compuestos.

Lignos y Krawinkler (2011, 2012) modificaron y adaptaron tres modelos de deterioro basado en el trabajo de Ibarra *et al.* (2005) para predecir el comportamiento no-lineal de distintas secciones estructurales, los cuales también fueron calibrados con pruebas experimentales. Estos modelos de deterioro se describen a continuación.

#### **5.2.2.1 Modelo Bilineal (MB)**

Este modelo, desarrollado por Lignos y Krawinkler (2011) y adoptado por el PEER/ATC (2010) como estándar para el análisis de edificios, se basa en una regla histerética bilineal con endurecimiento por deformación cinemático como se muestra en la figura 5.2. Estas reglas básicas incluyen los esfuerzos residuales y se preservan después de la fluencia. La respuesta histerética de este material fue calibrada con más de 350 datos experimentales de conexiones de acero viga-a-columna, en el que se proporcionan fórmulas de regresión multivariada para estimar los parámetros de deterioro del modelo para diferentes tipos de conexión.

Los parámetros de este modelo deterioro se pueden calibrar con base en datos experimentales reales de los componentes de acero. Además, se puede determinar los mismos parámetros con las ecuaciones de predicción desarrolladas por Lignos y Krawinkler (2011). Estas ecuaciones relacionan los parámetros de modelado de deterioro con propiedades geométricas y materiales de los componentes de acero, y se desarrollaron con el análisis de regresión multivariada después de una extensa base de datos de calibración de un componente de acero con más de 300 especímenes de acero.

Es necesario incluir un estado límite de esfuerzo cuando la curva envolvente incluye una rama con pendiente negativa. De acuerdo con las reglas cinemáticas, el segmento de carga que comienza en el punto 5 debe continuar hasta la intersección con el punto 6'. Sin embargo, este segmento de carga termina cuando intersecta el esfuerzo límite en el punto 6. El límite corresponde al esfuerzo del punto 3, en el cual el esfuerzo es menor en el rango no-lineal de la curva envolvente en los primeros ciclos. Si esta condición no se establece, la resistencia del patrón de carga puede incrementar en los pasos superiores del deterioro.

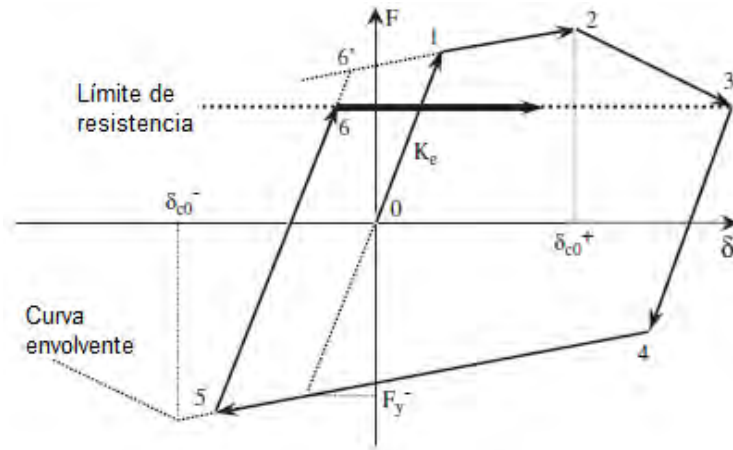


Figura 5.2- Modelo histerético bilineal con límite de resistencia, (Lignos y Krawinkler 2011)

#### 5.2.2.2 Modelo de Máximos Orientados (MMO)

Este modelo, desarrollado por Lignos y Krawinkler (2012) y calibrado con alrededor de 200 datos experimentales de vigas de concreto reforzado, mantiene las reglas histeréticas básicas propuestas por Clorg y Johnston en 1966, y que más tarde fue modificado por Mahin y Bertero (1976) con la diferencia de que esta curva modificada incluye el endurecimiento por deformación y los esfuerzos residuales. La figura 5.3 muestra la rigidez de recarga para este modelo una vez que se alcanza el eje horizontal (puntos 3, 7 y 11). El patrón de recarga siempre alcanza el máximo desplazamiento previo.

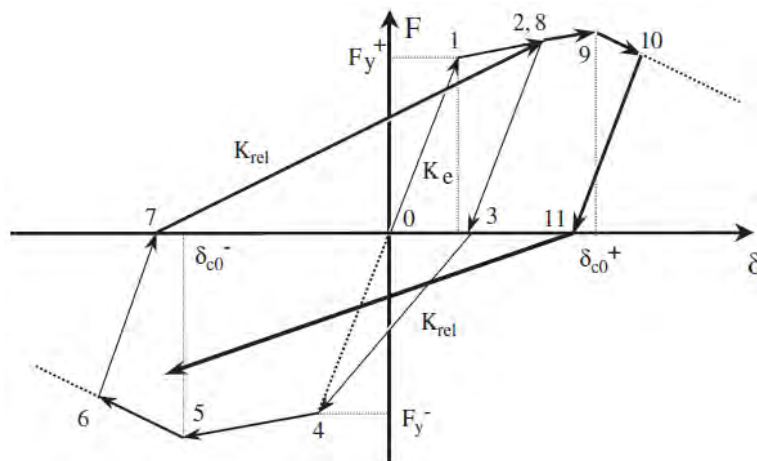


Figura 5.3- Comportamiento del modelo histerético de máximos orientados, (Lignos y Krawinkler 2012)

### 5.2.2.3 Modelo de Máximos Orientados con adelgazamiento (MMOA)

El modelo de máximos orientado con adelgazamiento, también desarrollado por Lignos y Krawinkler (2012), es similar al modelo sencillo de máximos orientados (MMO) con la excepción de que la recarga consiste en 2 partes como se ilustra en la figura 5.4.

Para la calibración de este modelo de deterioro también se utilizó datos experimentales de vigas de concreto reforzado. Inicialmente el patrón de recarga es directamente definido por un punto de control, el cual es función de la deformación permanente y la carga máxima desarrollada en la dirección de carga. El punto de control está definido por el parámetro  $\kappa_f$ , el cual define el desplazamiento del punto de control (puntos 4' y 8'). La primera parte de la rama de recarga se define por  $K_{rel,a}$  y una vez que el punto de control es alcanzado (puntos 4' y 8'), el patrón de recarga es definido directamente hacia la deformación máxima del ciclo previo en la dirección de carga  $K_{rel,b}$ . Si la deformación absoluta en la recarga (punto 13, figura 5.4b) es mayor a el valor absoluto de  $(1-\kappa_d)\delta_{per}$ , el patrón de recarga consiste en una rama sencilla que esta direccionada hacia la deformación máxima previa en la dirección de carga.

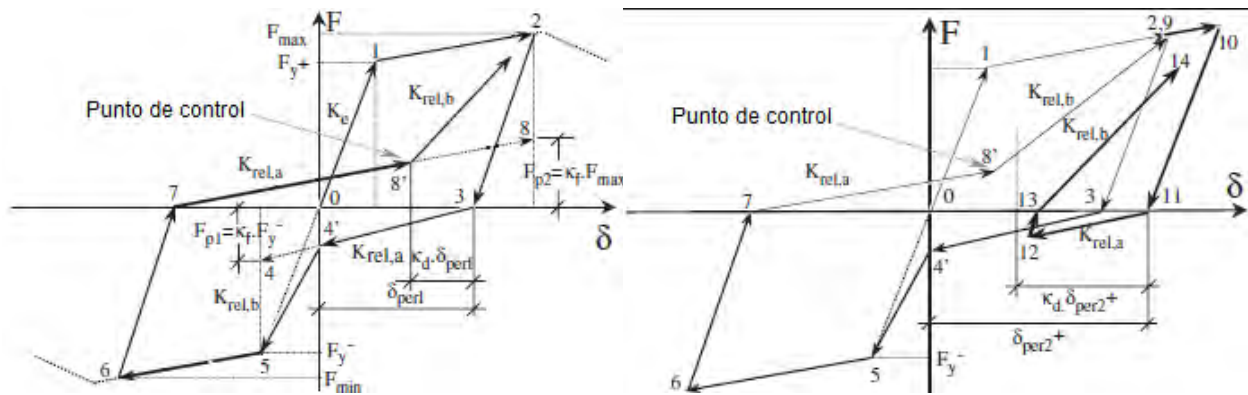


Figura 5.4- Comportamiento del modelo histerético de máximos orientados con adelgazamiento, (Lignos y Krawinkler 2012)

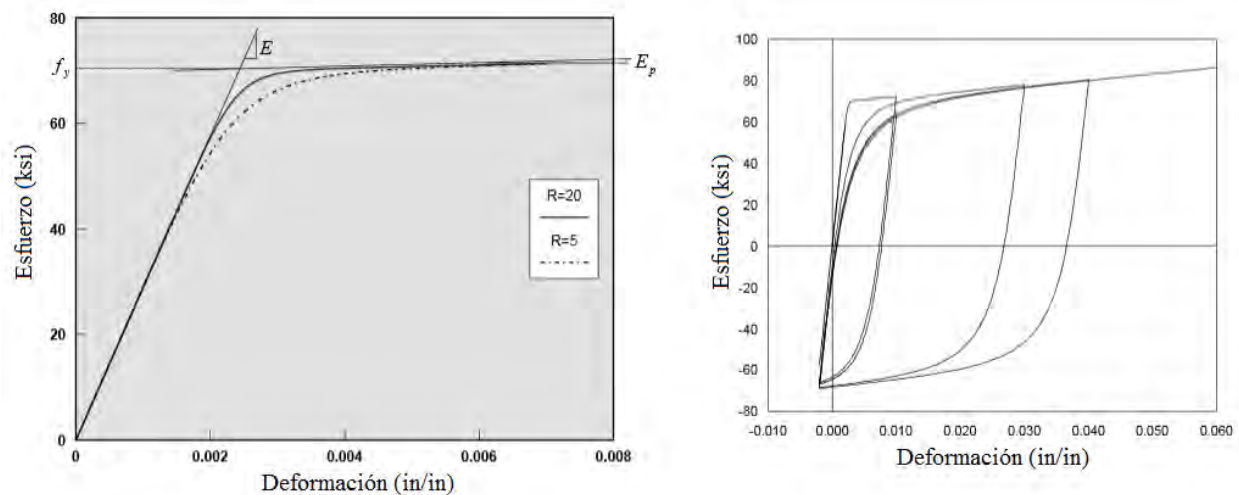
## 5.3 Aplicación de los modelos de plasticidad a columnas compuestas embebidas

### 5.3.1 Plasticidad Distribuida

La formulación de las leyes constitutivas de los materiales representa uno de los puntos clave para una adecuada definición de los efectos inelásticos bajo el principio de plasticidad distribuida. Siguiendo las recomendaciones de Denavit *et al.* (2011), en la sección compuesta se

identifican cinco regiones con distintos tipos de características. Dos de ellas están relacionadas con la respuesta inelástica del acero estructural y del acero de refuerzo. Las restantes tres caracterizan los diferentes niveles de confinamiento que se desarrolla en el concreto. Como se observa en la figura 2.7, además de las respectivas fibras para caracterizar el acero de refuerzo longitudinal y el perfil de acero estructural, están las fibras correspondientes al recubrimiento de concreto sin confinamiento, al del concreto medianamente confinado por el acero de refuerzo transversal, y al del concreto altamente confinado por el perfil de acero estructural; la forma de la zona de concreto altamente confinado por el alma y los patines del perfil de acero estructural es una parábola cuya geometría se define de acuerdo a las recomendaciones de Denavit *et al.* (2011).

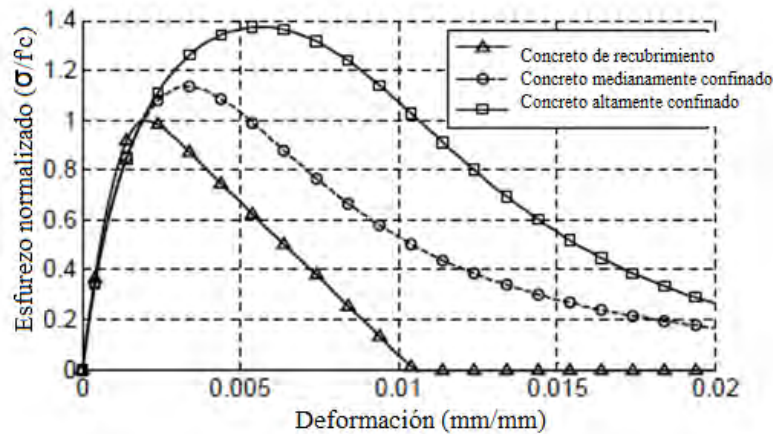
Las relaciones constitutivas del acero asignadas, tanto para el perfil de acero estructural como para el acero de refuerzo corresponden al modelo Giuffre-Menegotto-Pinto (1973) que tiene un comportamiento elastoplástico con endurecimiento por deformación isotrópico y que captura los efectos de Bauschinger (figura 5.5). Se asume que el concreto que embebe al perfil evita el pandeo local de los patines y el alma por lo que no se incluye este efecto en el modelo. Para simplificar el modelo, los bordes entre el alma y los patines se asumen rectos. Además, en esta etapa se desprecian los efectos de los esfuerzos residuales del acero estructural.



**Figura 5.5- Curva esfuerzo-deformación del acero**

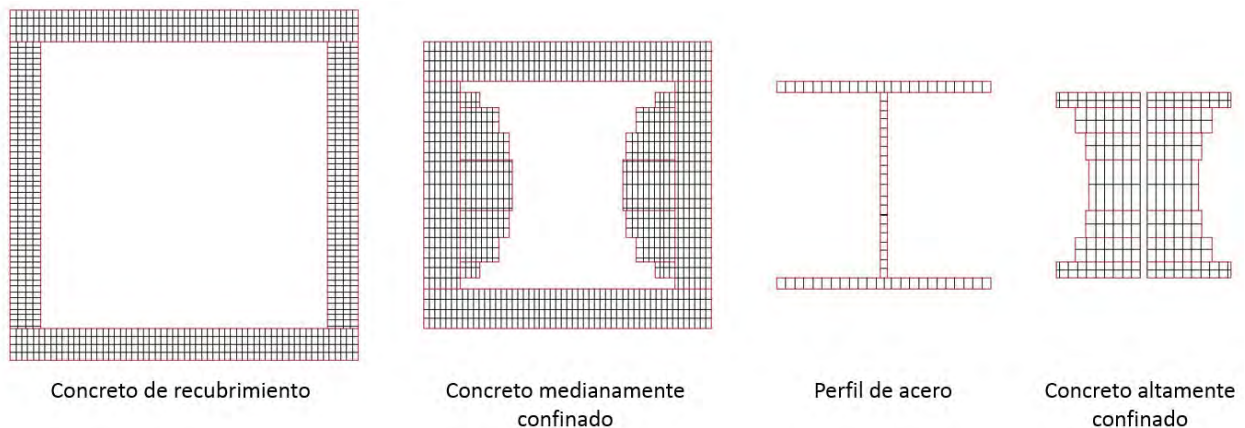
Las relaciones constitutivas asignadas a las distintas regiones del concreto corresponden al modelo Chang-Mander (1994). La curva envolvente esfuerzo deformación se basa en el modelo

de Tsai, el cual está definido por una rigidez inicial  $E_c$ , con coordenadas  $(\epsilon'_{cc}, f'_{cc})$ . El modelo de confinamiento desarrollado por Mander *et al.* (1988) para estados de esfuerzos triaxiales es tomado con referencia para determinar el punto máximo de resistencia a la compresión debido a la presión de confinamiento en sus 2 direcciones ortogonales (figura 5.6). El concreto de recubrimiento se asume no confinado, así que la curva esfuerzo deformación se reduce a cero después de alcanzar la deformación máxima. El cálculo de cada parámetro que define este comportamiento del material esta reportado por Denavit *et al.* (2011).



**Figura 5.6- Relaciones constitutivas del concreto, (Denavit *et al.* 2011)**

En general, a una mayor densidad respecto a la discretización de fibras para definir la sección transversal se mejora la predicción numérica de su respuesta inelástica, sin embargo, también se incrementa el tiempo de cómputo requerido. Para estos análisis, las fibras fueron discretizadas a un tamaño promedio de fibras de 1.0 x 1.0 cm. como se muestra en la figura 5.7.

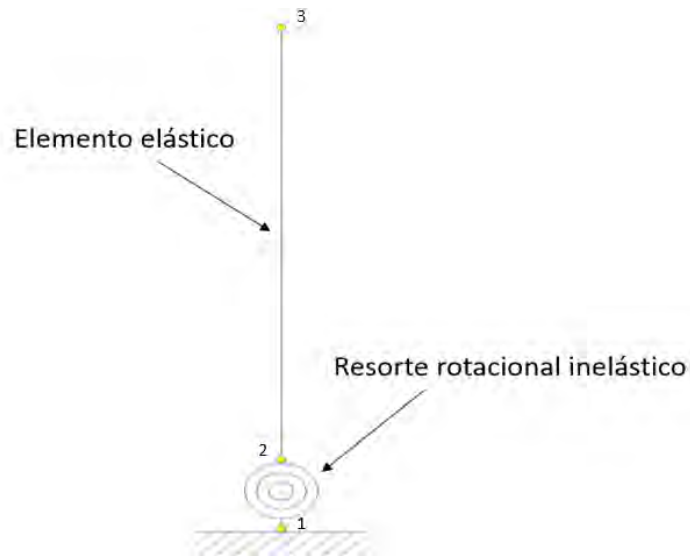


**Figura 5.7- Discretización de regiones dentro de una sección compuesta SRC**

### 5.3.2 Plasticidad Concentrada

En este modelo, ilustrado en la figura 5.8, un resorte rotacional inelástico se integra a un elemento elástico viga-columna. El comportamiento histerético no lineal se asigna al resorte rotacional de longitud cero. El elemento elástico requiere que se le asigne sus propiedades geométricas y mecánicas, es decir el área transversal  $A$ , el momento de inercia  $I$ , y el módulo de elasticidad  $E$ . El valor asignado de  $E$  corresponde al valor del concreto reforzado, mientras que la  $I$  y el  $A$  asignados corresponden a los valores calculados para la sección transversal gruesa de la columna.

Los parámetros asignados del comportamiento rotacional de la articulación plástica en este modelo son determinados utilizando relaciones empíricas desarrolladas por Lignos y Krawinkler (2011, 2012), las cuales se derivaron de una extensa base de datos de ensayos de elementos de acero estructural y concreto reforzado, sin embargo, algunos parámetros fueron modificados para lograr reproducir el comportamiento post-fluencia de la columna compuesta embebidas.



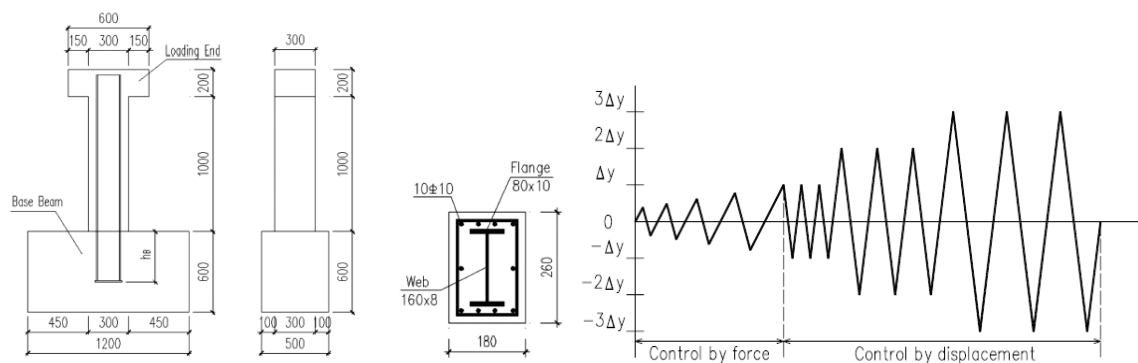
**Figura 5.8- Modelo de plasticidad concentrada**



## 5.4 Calibración de los modelos no-lineales con ensayos experimentales de columnas compuestas embebidas

Para validar la predicción de los modelos, los resultados analíticos se comparan con los resultados de ensayos experimentales de baja ductilidad reportados por Chen *et al.* (2014), y con los resultados de ensayos experimentales de alta ductilidad reportados Ricles-Paboojian (1994).

Chen *et al.* (2014) evalúan el comportamiento de la acción compuesta ante distintos niveles de anclaje del perfil de acero que se embebe en una base de concreto; adicionalmente se obtuvo el nivel de ductilidad que desarrollan las columnas compuestas con una configuración de acero de refuerzo transversal mínimo. La configuración del ensaye utilizado por Chen *et al.* (2014) consiste en una columna de 1m de altura empotrada en la base y libre en el extremo opuesto de la columna, sometido a una carga lateral cíclica que se ilustra en la figura 5.9b que induce flexión alrededor del eje fuerte de la sección. Como se muestra en la figura 5.9a, la sección compuesta SRC se integra de una sección I con un acero de grado 40 armada con placas de 160x8mm para el alma y 80x10mm para los patines (IS 160x8 / 80x10), la cual es revestida por una sección rectangular de concreto de 180x260mm con una resistencia a la compresión de 37.5MPa, y reforzada longitudinalmente con 10 varillas de 10mm de diámetro con acero grado 50 y reforzada transversalmente con estribos de 6.5mm de diámetro espaciados a cada 50mm. El programa completo consistió en ensayar 26 columnas con ligeras variaciones en anclaje y distintas resistencias de los materiales, para fines de esta investigación se tomaron únicamente 2 de los ensayos, los especímenes SRC1-2-1 y SRC1-2-2.



**Figura 5.95- Configuración del programa experimental de baja ductilidad, (Chen *et al.* 2014)**

Ricles y Paboojian (1994) evaluaron la ductilidad que desarrollan las columnas compuestas con una configuración sísmica de acero de refuerzo transversal propuesta por ACI-318. Los

parámetros estudiados en dicha investigación incluyeron distintos factores como: el grado de confinamiento requerido para lograr una ductilidad adecuada bajo carga cíclica, la efectividad de los conectores de cortante, el grado de resistencia de concreto y el mecanismo resistente a cortante de columnas compuestas. La configuración del ensaye utilizado por Ricles y Paboojian (1994), que se muestra en la figura 5.10, consiste en una columna de 2.5m de altura empotrada en la base y libre en el extremo opuesto de la columna, sometido a una carga cíclica. El programa completo consistió en ensayar 8 columnas con variaciones en la configuración de los estribos, y distintas resistencias de los materiales. Para fines de esta investigación se tomaron únicamente 2 de los ensayos, los especímenes 3 y 4, con detallado tipo A y B respectivamente. Como se muestra en la figura 5.10, la sección SRC compuesta se integra de una sección W8x40 con acero A572 grado 50, la cual es revestida por una sección cuadrada de concreto de 406 mm con una resistencia a la compresión de 30MPa. Los detallados en el acero de refuerzo fueron seleccionados debido a que cumplen con lo indicado por la normatividad utilizada. Todos los especímenes tienen acero de refuerzo transversal del No. 3. El detallado tipo A, consiste en 12 barras longitudinales con estribos dobles cerrados rectangulares y octogonales. El detallado tipo B, omite el estribo octogonal y solo tiene 4 barras longitudinales. Los detallados tipo C y D son similares al A y B respectivamente, con la excepción de conectores de cortante de 12.7mm de diámetro por 50.8mm de longitud y colocados a una separación de 191mm en cada patín del perfil embebido.

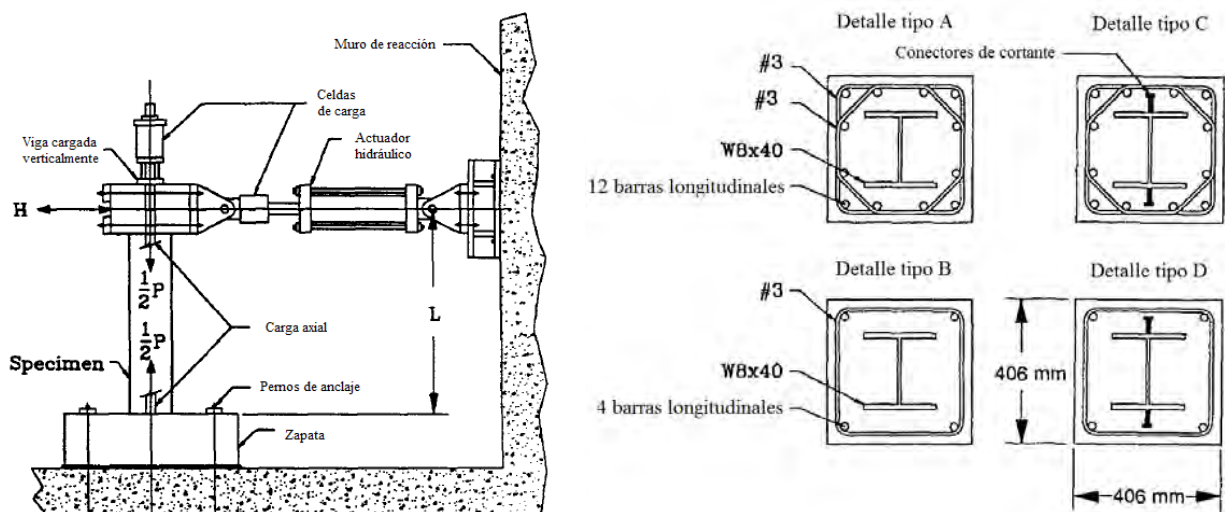


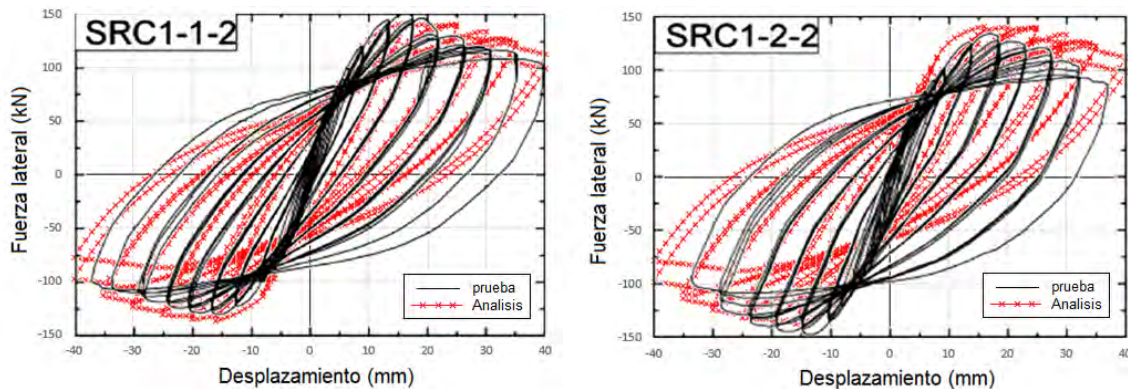
Figura 5.60- Configuración del programa experimental de alta ductilidad, (Ricles y Paboojian 1994)

### 5.4.1 Comparación de la respuesta experimental vs analítica

En esta sección se muestran las curvas fuerza-desplazamiento lateral que se obtiene de los modelos inelásticos calibrados, y se compran con la respuesta experimental reportada por sus autores.

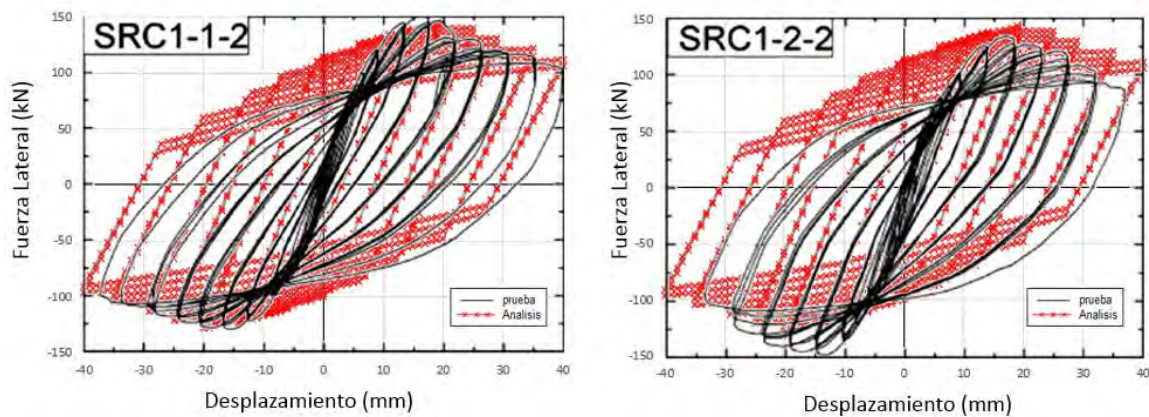
#### 5.4.1.1 Ensayes de baja ductilidad reportado por Chen et al. (2014)

La figura 5.11 corresponde a los modelos donde se empleó el principio de plasticidad distribuida (fibras). Esta figura muestra una gran correlación entre los experimentos y los análisis numéricos. La rigidez inicial y la resistencia máxima son altamente similares. Sin embargo, la predicción analítica en la resistencia del espécimen SRC1-2-2 es mayor que la que se mide en la prueba; esto posiblemente se deba a diferencias entre la resistencia del material usado en el análisis con la real, la cual no es reportada por sus autores. Respecto a la degradación de rigidez, esta se reduce más en la predicción numérica que en la exhibida durante la prueba.

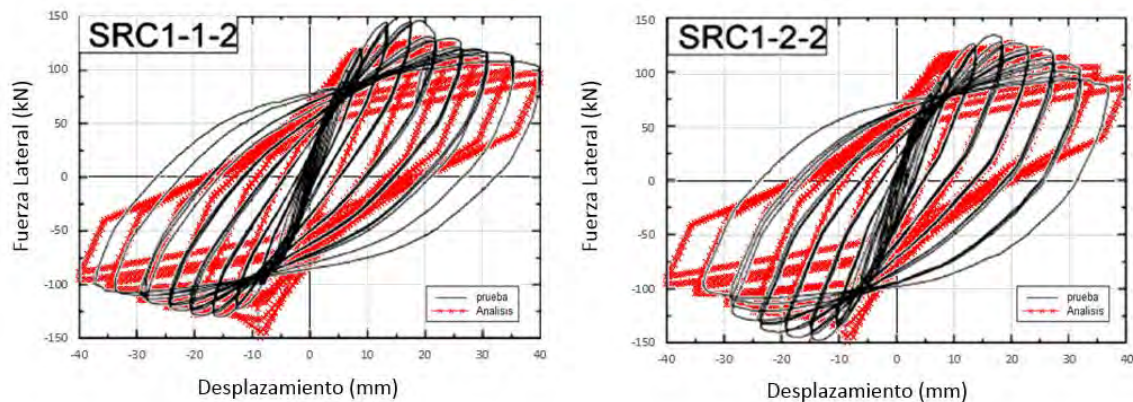


**Figura 5.71- Comparación de la respuesta experimental con la analítica a partir del modelo de fibras**

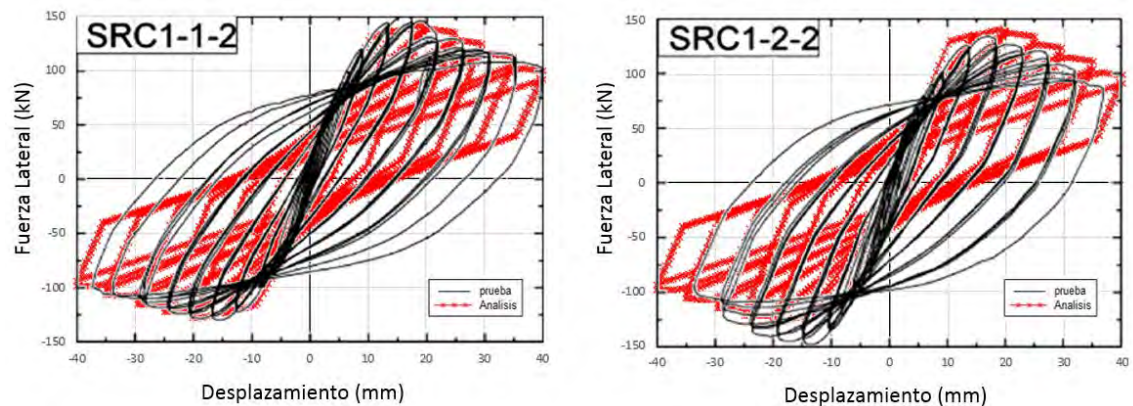
Las figuras 5.12 a 5.14 muestran el comportamiento histerético obtenido con los análisis que usan el principio de plasticidad concentrada en sus distintas variantes: bilineal (MB), de máximos orientados (MMO) y con adelgazamiento (MMOA). Es claro que el comportamiento histerético predicho con los análisis no tiene, en general, una buena correlación con la respuesta experimental en términos de disipación de energía. Sin embargo, la rigidez inicial y la resistencia máxima tienen una fuerte correlación en los tres modelos de deterioro, y en particular el de los máximos orientados (MMO), en el cual se predice con mayor precisión que el modelo de fibras la degradación post-fluencia que presenta el ensaye experimental.



**Figura 5.82-** Comparación de la respuesta experimental con la analítica a partir del modelo bilineal (MB)



**Figura 5.13-** Comparación de la respuesta experimental con la analítica a partir del modelo de máximos orientados (MMO)



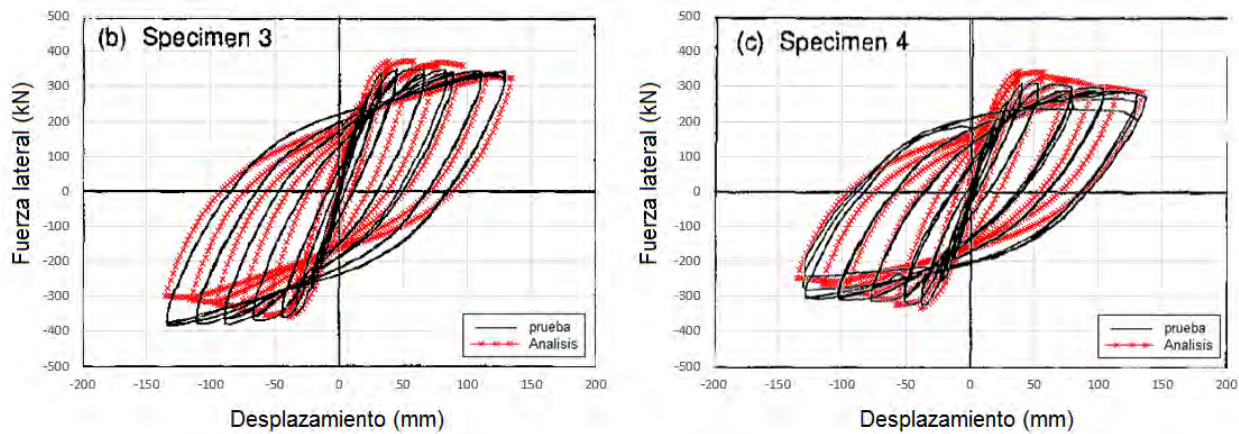
**Figura 5.94-** Comparación de la respuesta experimental con la analítica a partir del modelo de máximos orientados con adelgazamiento (MMOA)



#### 5.4.1.2 Ensayes de alta ductilidad reportados por Ricles y Paboojian (1994)

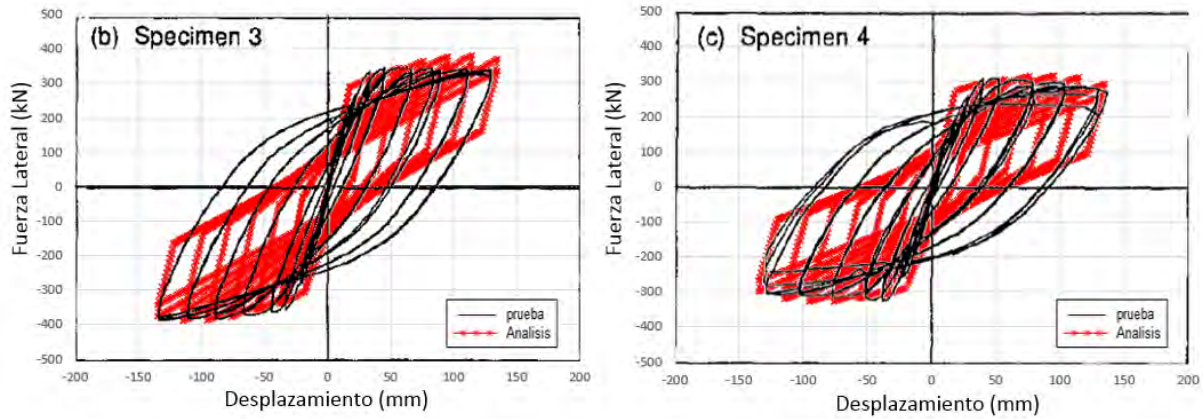
De manera análoga a la sección anterior, los resultados carga-desplazamiento lateral experimental de los espécimen 3 y 4 reportados por Ricles y Paboojian (1994) se comparan con resultados analíticos del modelo de plasticidad distribuida de fibras (figura 5.15) y con el modelo de plasticidad concentrada con máximos orientados (figura 5.16).

La figura 5.15 confirma una muy buena correlación, prediciendo con precisión la rigidez inicial, la respuesta máxima y la degradación de la rigidez al incrementar el desplazamiento lateral. Las pequeñas diferencias notarias de la curva analítica consisten de una degradación de la resistencia mayor que la del experimento en cargas negativas.



**Figura 5.105- Comparación de la respuesta experimental con la analítica a partir del modelo de fibras**

Considerando los resultados de los análisis de la sección anterior, se determinó que para estos especímenes solo se utilizara el modelo de máximos orientados (MMO) por desarrollar una mejor predicción que los otros dos restantes. Así, la figura 5.16 compara los resultados del modelo MMO con respecto al estudio experimental, y en la que se puede apreciar la flexibilidad del modelo para determinar la evolución de la rigidez a lo largo de la aplicación de la carga, desde la pendiente inicial, como la resistencia máxima y la degradación post-fluencia.



**Figura 5.116- Comparación de la respuesta experimental con la analítica a partir del modelo de máximos orientados (MMO)**

Para mayor claridad, se comparan en la figura 6.17 las curvas envolventes de resistencia cíclica que se mide en los experimentos, y la que se predice numéricamente a partir de los análisis del modelos de plasticidad distribuida con fibras y el de plasticidad concentrada con máximos orientados (MMO). Esta figura muestra la alta correlación que hay entre éstos, resaltando que ambos se pueden utilizar para predecir el comportamiento lineal y no-lineal.

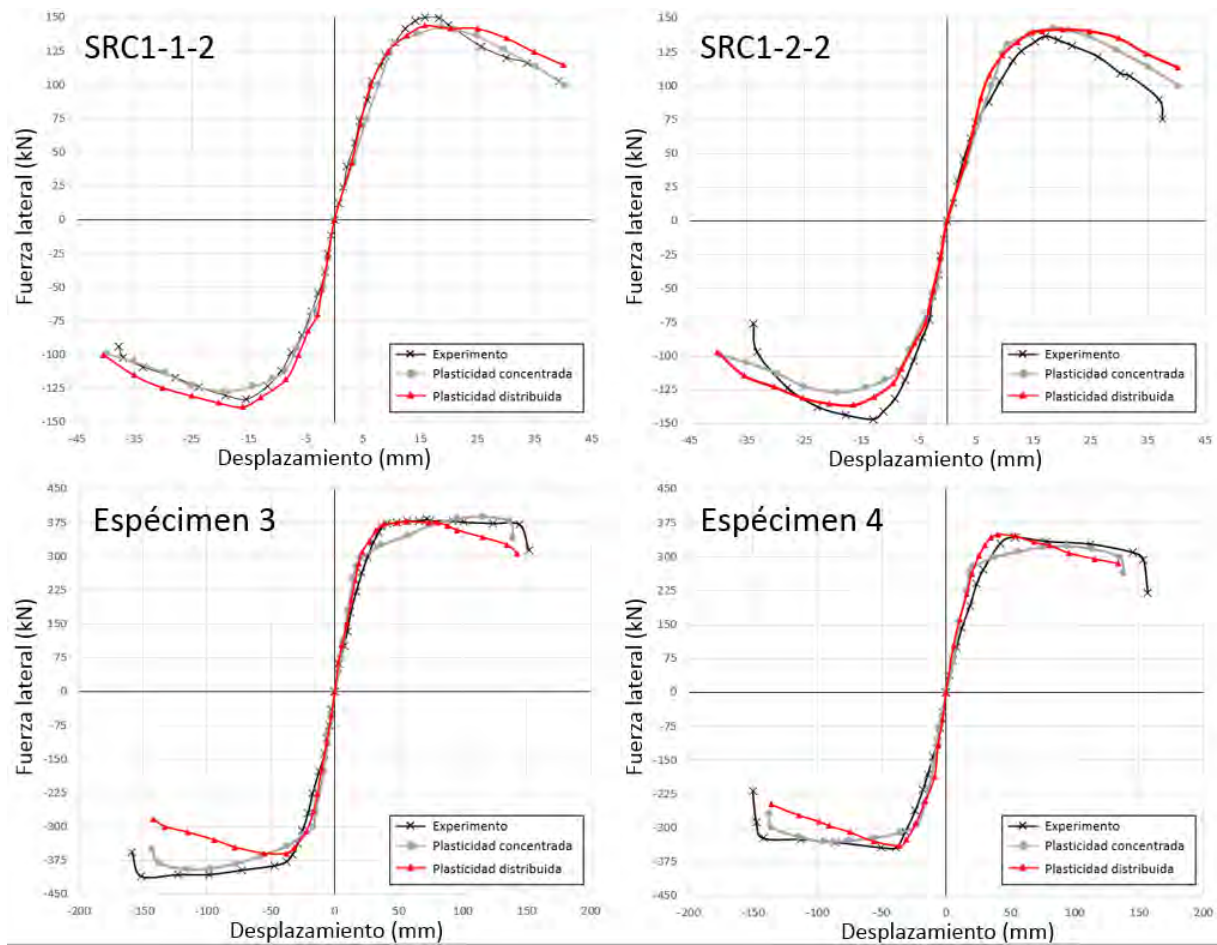
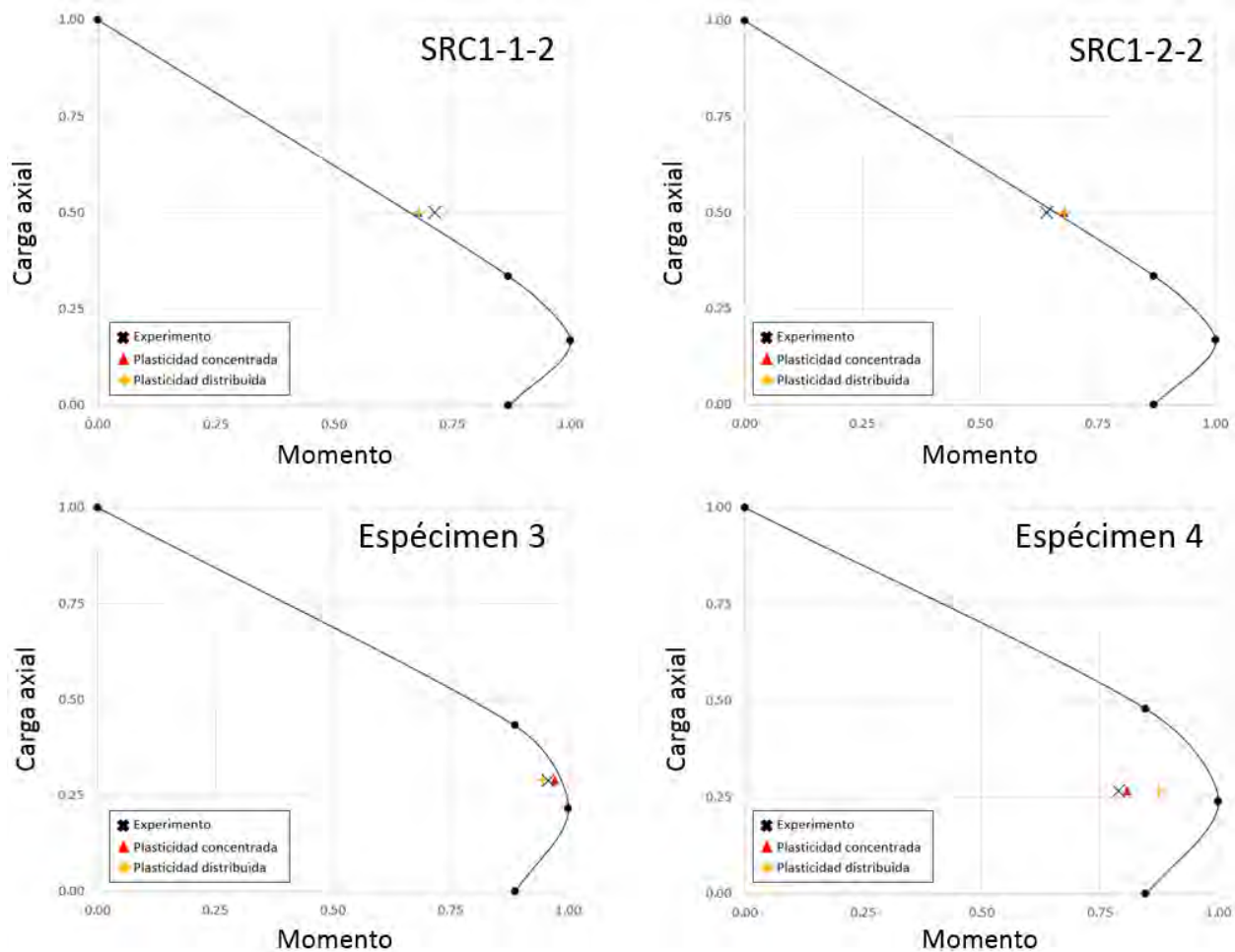


Figura 5.127- Envolvente de resistencias cíclicas obtenidas experimentalmente y analíticamente

#### 5.4.2 Determinación de la resistencia de las columnas SRC a partir de los modelos no-lineales

Ubicando los puntos de falla dentro del diagrama de interacción normalizado calculado con la normativa AISC-10 se comparan con los ensayos experimentales y modelos de fibras, figura 5.18. Se observa que tanto los modelos de fibras como los modelos de articulación plástica tienen una gran correlación con respecto a los ensayos experimentales. En los modelos SRC1-1-2 y SRC1-2-2 la resistencia máxima calculada es prácticamente el mismo valor en ambos modelos analíticos, la resistencia máxima en el espécimen 3 está en un valor intermedio entre la resistencia máxima calculada en ambos modelos con un error de  $\pm 1\%$ . En el espécimen 4, el valor calculado más aproximado es el calculado con el modelo de articulación plástica, con una sobre estimación de la resistencia del 2%, mientras que el modelo de fibras sobre estimó la resistencia en un 10%. El espécimen 4 no logro alcanzar la resistencia máxima calculada con las

especificaciones empleadas, esto puede ocurrir porque el perfil embebido solo está unido a la base por medio de anclas y no está embebido en la zapata, es el único experimento que tiene esta configuración.



**Figura 5.18- Diagrama de interacción de ensayos experimentales**

Es evidente que las columnas compuestas con un detallado de acero de refuerzo siguiendo las provisiones sísmicas del ACI tiene un gran impacto en la ductilidad que desarrollan, esto se puede apreciar al comparar las curvas envolventes de los 4 ensayos experimentales utilizados como referencia, figura 5.19. Esta figura representa la envolvente de distorsión contra la fuerza lateral multiplicada por la longitud de la columna normalizada con el momento máximo calculado por el diagrama de interacción. Las curvas correspondientes a los ensayos SRC1-1-2 y SRC1-2-2 tiene un decremento gradual de la rigidez post fluencia hasta alcanzar una distorsión máxima de casi el 4% , mientras que los especímenes 3 y 4 desarrollan gran ductilidad



alcanzando distorsiones de hasta el 8% . Es evidente la aportación de un buen detallado del acero de confinamiento.

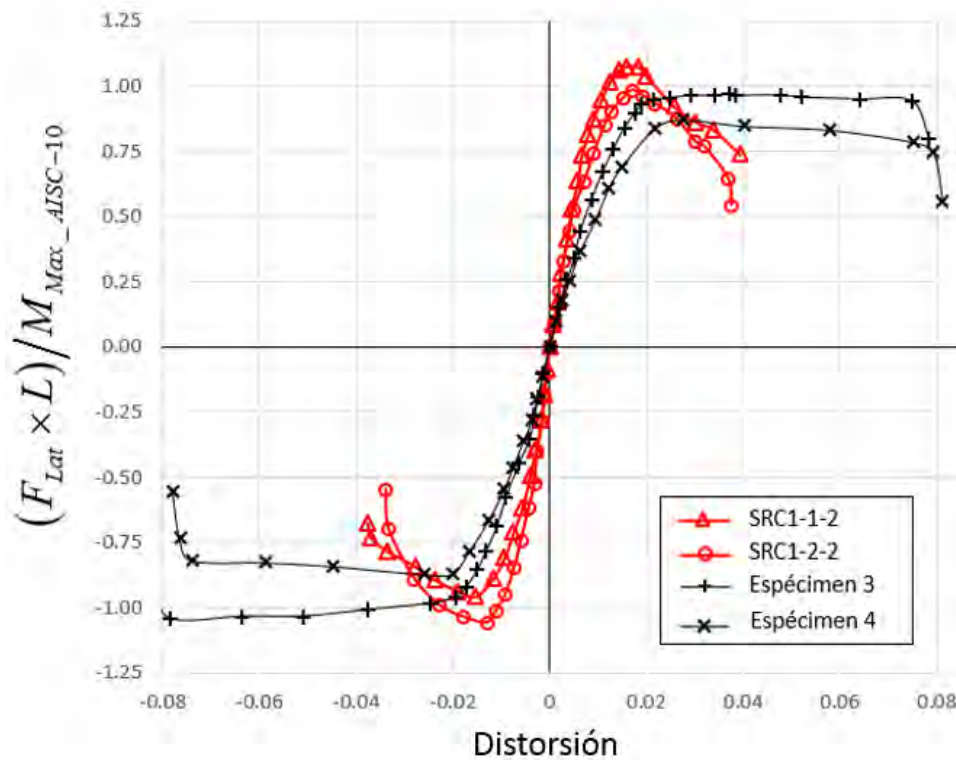
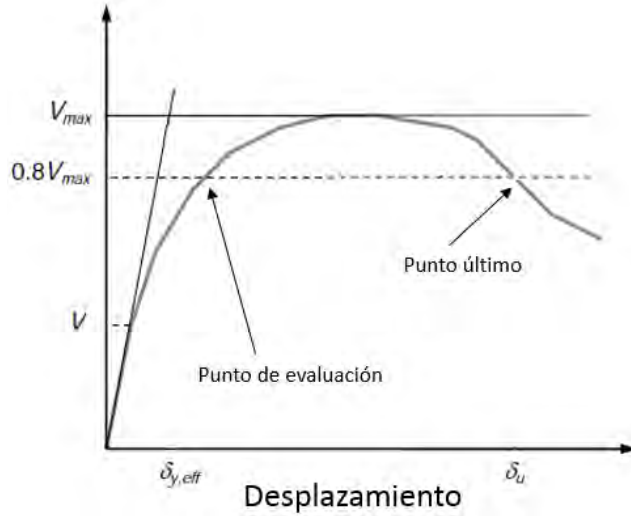


Figura 5.19 - Curva envolvente de modelos experimentales

## 5.5 Evaluación de la rigidez a flexión efectiva

La figura 5.20 indica claramente que la rigidez a flexión inicial de la sección en todos los ensayos es bien representada por  $E_c I_g$  . Donde  $I_g$  es el momento de inercia grueso de la sección y  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto calculado por ACI-318. Al incrementar la carga lateral, la rigidez a flexión comienza a degradarse debido a la aparición de fisuras en la columna, por tanto, la inercia efectiva decrece. El valor de la inercia efectiva se obtiene al normalizar el valor de  $EI_{eff}$  calculado por las distintas propuestas con respecto a  $E_c$  , este valor de inercia efectiva se reporta en la tabla 5.1. Un punto razonable para evaluar el desempeño sísmico de las columnas compuestas es la primera intersección de la curva de capacidad una línea representada con el 80% del cortante basal, figura 5.20. Si bien este el FEMA P-695 utiliza este criterio para determinar la ductilidad de las estructuras ubicando el punto último, el primer punto es una referencia razonable para evaluar el desplazamiento de las columnas con cierto nivel de daño.



**Figura 5.130- Curva de capacidad de una estructura**

**Tabla 5.1 – Inercia efectiva calculada con las propuestas evaluadas.**

Propuesta /Reglamento	(1) $EI_{eff}/E_c$ SRC1-1-2	(2) $EI_{eff}/E_c$ SRC1-2-2	(3) $EI_{eff}/E_c$ Espécimen 3	(4) $EI_{eff}/E_c$ Espécimen 4
Tikka & Mirza (2006)	0.592	0.592	0.682	0.614
Denavit <i>et al.</i> (2014)	1.115	1.115	1.003	0.888
AISC (2010)	0.825	0.825	0.574	0.533
ACI (2008)	0.700	0.700	0.700	0.700
EuroCódigo (2004)	0.836	0.836	0.926	0.855

De forma análoga a lo realizado en el capítulo 4, se determinó el desplazamiento de las columnas compuestas incluyendo los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ) con la expresión 4.1.

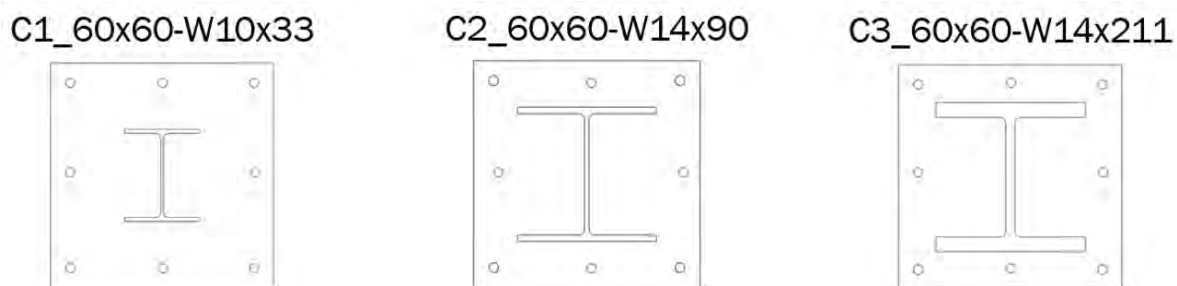
El resultado obtenido se normaliza con respecto al desplazamiento obtenido por el ensaye experimental o los calculados con los modelos de plasticidad concentrada y distribuida, que prácticamente es el mismo valor. Los resultados se reportan en la tabla 5.2. Es importante señalar que si este valor es menor a uno, la propuesta subestima la rigidez efectiva, de forma contraria, si el valor es mayor que uno, la propuesta sobre estima la rigidez efectiva. El valor más aproximado para cada ensaye se sombrea para una mejor claridad.

**Tabla 5.2 – Variación de las propuestas con respecto a ensayos experimentales y modelos analíticos.**

<b>Propuesta /Reglamento</b>	<b>(1) Desp. <math>E_{eff}</math>/Experimento SRC1-1-2</b>	<b>(2) Desp. <math>E_{eff}</math>/Experimento SRC1-2-2</b>	<b>(3) Desp. <math>E_{eff}</math>/Experimento Espécimen 3</b>	<b>(3) Desp. <math>E_{eff}</math>/Experimento Espécimen 3</b>
Tikka & Mirza (2006)	1.245	1.144	0.889	0.938
Denavit <i>et al.</i> (2014)	0.607	0.558	0.565	0.608
AISC (2010)	0.848	0.779	1.098	1.119
ACI (2008)	1.023	0.941	0.861	0.802
EuroCódigo (2004)	0.836	0.768	0.619	0.635

## 5.6 Influencia de la dominación del material

El gran desempeño en cuanto a resistencia y ductilidad que desarrollan las columnas compuestas las hacen una alternativa de diseño viable en zonas altamente sísmicas. Sin embargo, surge la interrogante acerca del comportamiento de la columna compuesta cuando predomina un material sobre otro y cómo influye en la determinación de la rigidez efectiva. Tres secciones de columna compuesta fueron evaluadas para comprender la influencia en el comportamiento debido a la variación en la relación entre áreas de los materiales, figura 5.21. El área gruesa de la sección se mantiene constante, mientras que el tamaño del perfil de acero estructural embebido en el concreto varía desde una relación del 1.78% al 12%. De manera similar a los ensayos experimentales, el patrón de cargas corresponde a la aplicación de una carga axial y un ciclo de cargas laterales incrementales en sentido del eje fuerte del perfil embebido. La tabla 5.3 presenta las características en la sección de los modelos.

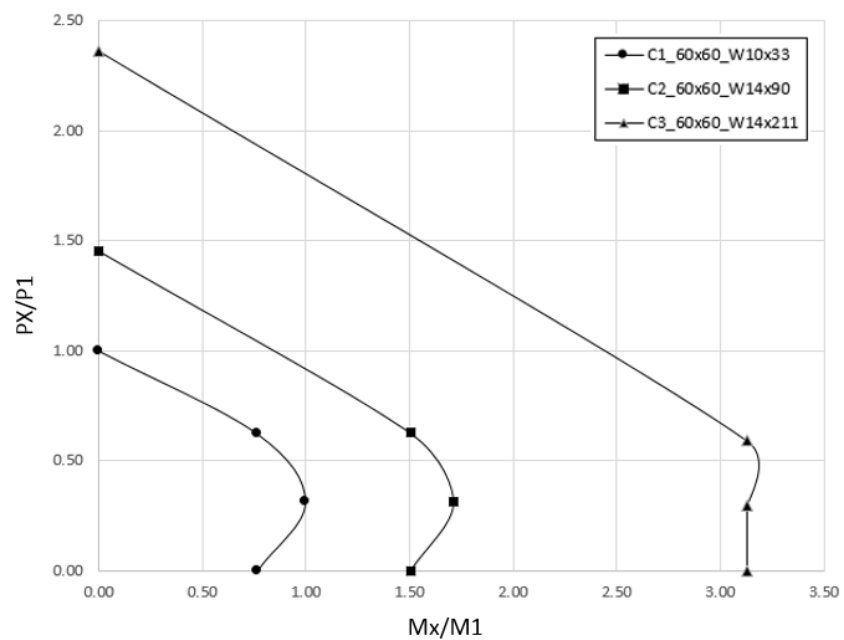


**Figura 5.141- Secciones compuestas y la Influencia de la dominación de un material.**

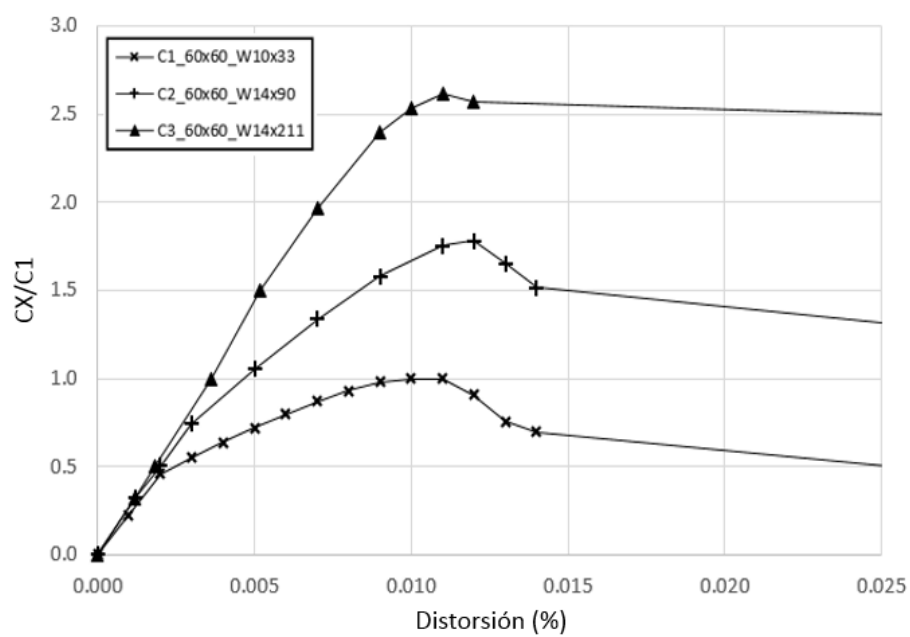
**Tabla 5.3 – Características de los especímenes**

Espécimen	Base (mm)	Peralte (mm)	$\rho_s$	$\rho_{sr}$	$f'_c$ (MPa)	Perfil de acero	$F_y$ (MPa)	$F_{yr}$ (MPa)	$L$ (mm)	$P$ (kN)
C1_60x60	600	600	0.017	0.01	24.5	W10X33	345	415	3500	0.3P <sub>u</sub>
C2_60x60	600	600	0.050	0.01	24.5	W14X90	345	415	3500	0.3P <sub>u</sub>
C3_60x60	600	600	0.126	0.01	24.5	W14X211	345	415	3500	0.3P <sub>u</sub>

Los resultados de estos análisis se normalizan con la resistencia desarrollada por el espécimen C1\_60x60, donde el concreto predomina en la sección. Los diagramas de interacción, figura 5.22a, demuestran que al incrementar el tamaño del perfil de acero, la sección incrementa su capacidad de carga y resistencia a flexión, que para este caso, el incremento en la resistencia y la capacidad de carga es casi 3 veces mayor al espécimen con menor sección de acero, donde predomina el concreto dentro de la sección. La curva de capacidad calculada para los 3 especímenes, figura 5.22b, muestra que la rigidez inicial de todas las secciones es la misma, bien representada por  $E_c I_g$ , sin embargo, una vez el concreto comienza a agrietarse y por consecuencia el momento de inercia de la sección comienza a reducirse, se inicia la acción compuesta. Esto es claro en la figura 5.22b, donde la pendiente inicial en los 3 especímenes es la misma, al incrementar la carga lateral la sección donde predomina el acero, la sección desarrolla un comportamiento casi lineal hasta alcanzar su resistencia máxima.



a) Diagrama de interacción



b) Curva de capacidad

**Figura 5.152- Resistencia de columnas compuestas**

## **5.7 Comentarios sobre la calibración y evaluación de la rigidez a flexión efectiva de los modelos**

Este capítulo presentó una metodología para evaluar el comportamiento de columnas compuestas a través de modelos analíticos utilizando 2 principios de plasticidad: concentrada y distribuida. Y se comparó con ensayos experimentales reportados en la literatura. Ambos modelos demostraron tener la capacidad de representar el comportamiento general de los experimentos de forma satisfactoria. El modelo de plasticidad distribuida representa correctamente la rigidez inicial, el punto de fluencia, y la disipación de energía del espécimen a través de la degradación histerética, sin embargo, el comportamiento post fluencia tiene variación con respecto a los experimentos. El modelo de plasticidad concentrada representa de forma correcta la rigidez inicial, el punto de fluencia y el deterioro progresivo de la rigidez de la sección post fluencia, sin embargo, es claro que el comportamiento histerético no tiene correlación con el comportamiento de los experimentos.

Con respecto a la evaluación de la rigidez a flexión efectiva, los valores de inercia efectiva que determinan de manera más aproximada el desplazamiento lateral de las columnas compuestas se encuentran entre el 0.57 y 0.70. En los ensaye SRC1-1-2 y SRC1-2-2, el valor desplazamiento más aproximado corresponde al valor calculado por la normativa ACI (2008) con un valor de inercia efectiva de  $0.7I_g$  teniendo un porcentaje de error de  $\pm 5.0\%$ . En el espécimen 3 el desplazamiento mejor predicho lo calculo la propuesta del AISC que calculo el valor de inercia efectiva de  $0.574I_g$  y teniendo un error del 0.9%. En el espécimen 4 el desplazamiento mejor predicho lo calculo la propuesta de Tikka y Mirza (2006), un valor de inercia efectiva del  $0.614I_g$  con un error del 6.0%.

Es importante mencionar que para columnas de baja ductilidad, los valores de inercia efectiva son mayores que los de las columnas de alta ductilidad. Las propuestas que sobrepasaron el valor del 70% de la inercia efectiva de la sección sobre estiman la rigidez, por lo tanto tienden a subestimar los desplazamientos. Esta información deja en claro que una columna compuesta tipo SRC tiende a comportarse más como una sección de concreto reforzado ante una demanda sísmica.

## **6 Metodología 4: Determinación del desempeño y respuesta de marcos a momento**

### **6.1 Introducción**

El presente capítulo presenta la última metodología desarrollada en esta investigación para evaluar el parámetro de la rigidez a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) de columnas compuestas embebidas (también conocidas en la literatura como *Steel Reinforced Concrete* o *SRC*), que se requiere asignar en el análisis de marcos rígidos para la determinación de los desplazamientos y distorsiones de entrepiso. La metodología empleada para este capítulo consiste en comparar los desplazamientos que se obtienen a partir de análisis inelásticos con los que se obtienen siguiendo el procedimiento descrito en las NTC-S (2004) a partir de análisis elásticos. Esta metodología se aplica a un grupo específico de prototipos que incluyen una muestra representativa del espectro de los sistemas de marcos rígidos compuestos. La rigidez a flexión efectiva en los análisis inelásticos se considera explícitamente a partir de un modelo de deterioro, mientras que para los análisis elásticos se utilizan las diferentes ecuaciones semi-empíricas reportadas en la literatura por diferentes investigadores y adoptadas en algunas normas de diseño. A partir de las curvas envolventes de capacidad de los análisis inelásticos, se extraen los valores de rigidez a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) de columnas compuestas como el valor correspondiente al límite elástico del sistema, los cuales se contrastan para fines de calibración con los que se determinan a partir de ecuaciones semi-empíricas propuestas en la literatura.

### **6.2 Selección de prototipos**

El grupo de prototipos que se seleccionan en este trabajo pretenden reflejar los atributos del rango de los parámetros de diseño del sistema estructural que cuantifican su rendimiento ante el colapso específico y la predicción generalizadas del comportamiento. Así, el grupo de prototipos de este trabajo es una representación razonable de las variables en el diseño y tienen un impacto medible en la respuesta del sistema. Los problemas de configuración estructural incluyen: el uso, distribución de elementos estructurales, variaciones geométricas y las intensidades de las cargas gravitacionales y sísmicas.

Entre las principales variables que afectan el comportamiento de un sistema sismo resistente se pueden enlistar las siguientes:

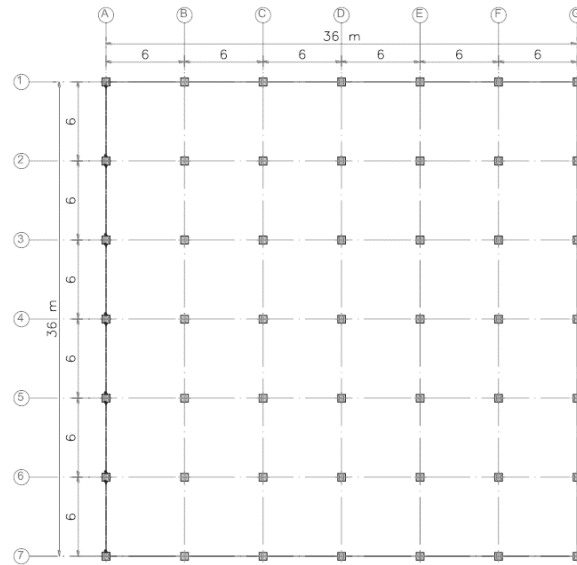
- *Ocupación y uso*: la ocupación y uso del sistema estructural puede influir en el comportamiento sísmico. La distribución de los claros, alturas y cargas vivas sísmicas varían significativamente entre estructuras de uso comercial, residencia y oficinas. Estas variaciones se deben reflejar en la configuración del desarrollo de prototipos.
- *Altura de edificios*: el rango de alturas de entrepiso y número de pisos permite que los requerimientos de diseño se reflejen en los prototipos. Estas variaciones afectan los periodos de vibración de las estructuras y por consecuencia, la localización de deformaciones inelásticas. Debido a que la respuesta inelástica de estructuras con periodos cortos es distinta que la estructuras de periodo largo, se deben caracterizar de forma independiente.
- *Componentes estructurales*: el impacto que pueden causar los distintos componentes estructurales se deben ver reflejados en la configuración de prototipos, estos componentes pueden ser: el tipo de conexiones entre vigas y columnas, contravientos, muros de corte, etc.
- *Cargas gravitacionales*: unas cargas excesivas en los modelos arquetipos puede resultar en una sobre resistencia para estructuras reales. La magnitud y variación de las cargas gravitacionales, incluyendo el peso propio, las cargas muertas súper-impuestas, la ocupación relacionada a la carga viva deben de ser consideradas así como los parámetros de diseño que afectan las cargas tributarias como lo son: distancia entre claros y alturas de entrepiso deben reflejarse en los modelos prototipo.

### **6.2.1 Descripción de prototipos**

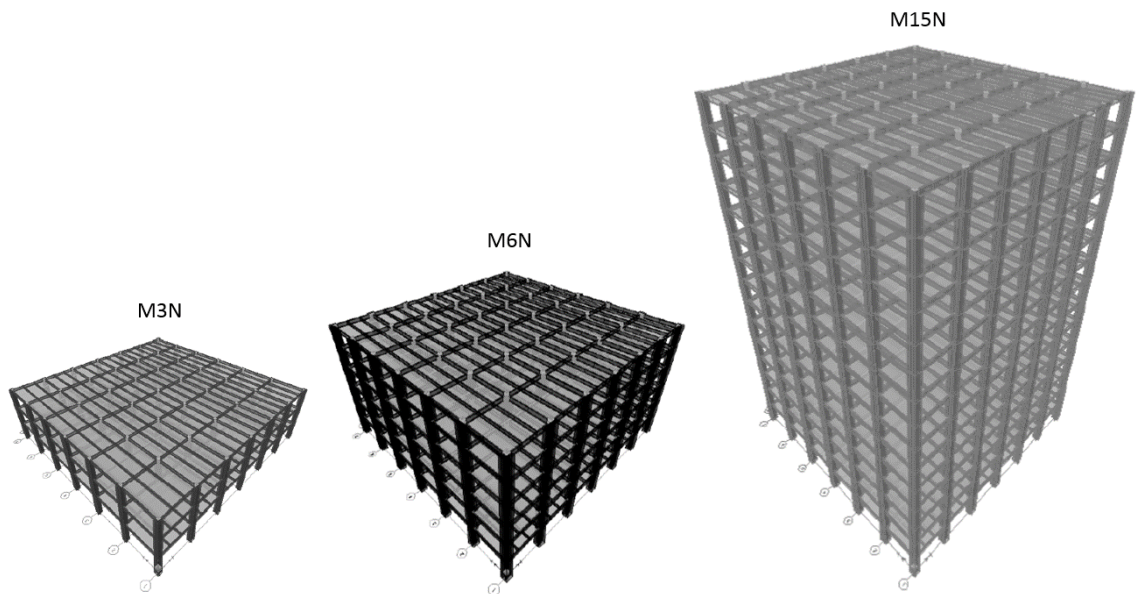
Esta investigación adopta los prototipos desarrollados por Perea *et al.* (2012). El conjunto de seis especímenes se divide en dos subgrupos diseñados para dos factores de comportamiento sísmico,  $Q = 2$  y  $Q = 4$ , con una planta simétrica común para los tres edificios como se muestra en la figura 1(a), la cual consiste de seis crujías de 6m cada una en ambas direcciones ortogonales, y de 3.5m de altura típica de entrepiso. La estructuración consiste de marcos resistentes a momento en ambas direcciones ortogonales con columnas compuestas SRC, con un perfil de acero de



sección I de acero A992 embebido en una sección de concreto reforzado con una resistencia a compresión,  $f'_c$ , de 250, 300 y 350 kg/cm<sup>2</sup>. Las vigas principales de acero A992 de sección I se conectan rígidamente a las columnas, y con vigas secundarias para dar soporte al sistema de piso. La figura 6.1b muestra una vista tridimensional de los tres edificios.



(a) Planta



(b) Edificios

**Figura 6.1- Prototipos empleados por Perea *et al.* (2012)**

Los elementos estructurales de los edificios se presentan en la tabla 6.1. En esta tabla, se resumen las características de los prototipos analizados y contrastan las variaciones de la sección compuesta entre los modelos de baja y alta ductilidad. El parámetro de diseño sísmico empleado en los prototipos de estudio sigue las especificaciones disponibles en las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal 2004, de acuerdo al apéndice A. Así, las tres estructuras se consideraron dentro del grupo B, y se analizaron con combinaciones de carga que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales, con sus factores de carga correspondientes a cada combinación. Para fines de diseño sísmico, las tres estructuras se supusieron situadas dentro de la zona *IIIb*.

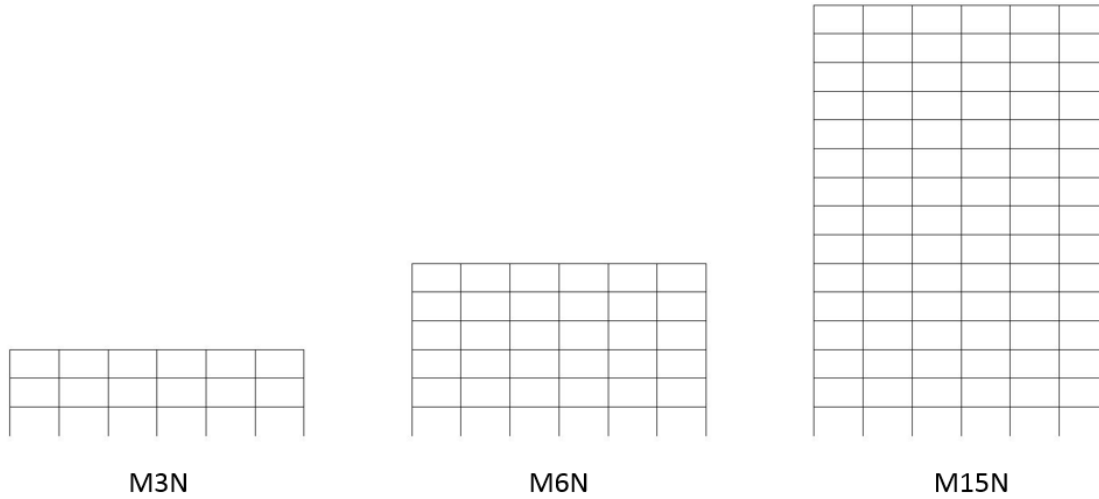
**Tabla 6.1 – Configuración de los prototipos empleados por Perea et al. (2012)**

Prototipo	Niv.	Q	Vigas		Columnas compuestas embebidas (SRC)				
			Principales	Secundarias	Dimensiones del concreto	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Acero estructural	Acero longitudinal	Acero transversal
M3NQ2	3	2	W18x35	W14x30	70x70	250	W14x99	12#8	#4@20 cm
M3NQ4	3	4	W18x35	W14x30	60x60	250	W14x99	8#8	#4@15 cm
M6NQ2	6	2	W18x60	W14x34	80x80	350	W14x99	16#10	#4@20 cm
M6NQ4	6	4	W18x60	W14x34	75x75	350	W14x99	12#10	#4@15 cm
M15NQ2	15	2	W24x55	W18x35	90x90	350	W14x159	16#10	#4@20 cm
M15NQ4	15	4	W24x55	W18x35	100x100	350	W14x159	16#12	#4@15 cm

### 6.3 Análisis elásticos

Para simplificar los modelos se utilizó un marco interior equivalente, con su asignación de masa correspondiente a su área tributaria. Este marco en 2 dimensiones, representa el comportamiento del edificio en la dirección del eje fuerte del perfil embebido (figura 6.2). El modelo de no linealidad empleado se basa en el principio de plasticidad concentrada, la capacidad de representar el deterioro de la rigidez de una columna compuesta después de alcanzar su resistencia máxima en el modelo IMK-modificado representa una ventaja sobre el modelo de plasticidad distribuida principalmente para lograr diferenciar los modelos el comportamiento de

baja y alta ductilidad. De esta manera, el comportamiento post fluencia de las columnas compuestas tiene un impacto directo en el cálculo de desplazamiento y distorsiones de entrepiso.



**Figura 6.2- Marco equivalente de los prototipos**

Para este grupo de marcos se realizan análisis elásticos asignando el valor de rigidez a flexión efectiva,  $EI_{eff}$ , valor que se determina con las propuestas que se resumen en la tabla 6.2. El desempeño de los análisis lineales se contrasta con la respuesta no lineal (descritos en la siguiente sección) cuando esta alcanza su desplazamiento de diseño.

**Tabla 6.2 – Expresiones para calcular  $EI_{eff}$**

Reglamento/Propuesta	Expresión
Tikka y Mirza (2006)	$EI_{eff} = \frac{\alpha_c E_c (I_g + I_s)}{(1 - \beta_d)} + 0.8(I_s + I_{sr})$
Denavit <i>et al.</i> (2011)	$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad ; \quad C_1 = 0.25 + 3 \left( \frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.70$
AISC (2010)	$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad ; \quad C_1 = 0.10 + 2 \left( \frac{A_s}{A_i + A_e} \right) \leq 0.30$
ACI (2008)	$EI_{eff} = 0.7 E_c I_g$
Eurocódigo (2004)	$EI_{eff} = K_o \left( E_s I_s + E_s I_{sr} + K_{e,II} E_c I_c \right) \quad ; \quad K_o = 0.90, K_{e,II} = 0.50$

donde:

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero estructural.

$E_{sr}$ : Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

$E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto.

$I_s$ : Momento de inercia del perfil de acero.

$I_{sr}$ : Momento de inercia del acero de refuerzo.

$I_c$ : Momento de inercia de la sección de concreto.

$I_g$ : Momento de inercia de la sección gruesa, igual a la sumatoria de las inercias del acero, refuerzo y concreto.

$\beta_d$ : Relación entre la máxima fuerza axial factorizada sostenida y la máxima fuerza axial requerida.

$\alpha_c$ : Coeficiente obtenido a partir de la relación entre la excentricidad y la longitud del elemento.

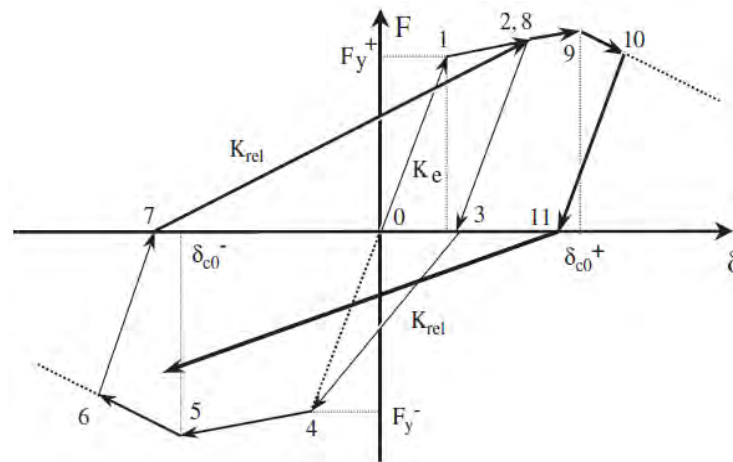
## 6.4 Análisis inelásticos

### 6.4.1 Principio de Plasticidad Concentrada

El principio de plasticidad concentrada se basa en ensamblar un elemento viga-columna elástico y una articulación inelástica donde se supone se concentra la disipación de energía mientras que la viga-columna permanece elástica. Es necesario que los modelos histeréticos con degradación de resistencia y rigidez sean capaces de evaluar la capacidad al colapso de una estructura. Es decir, los modelos histeréticos deben de representar los aspectos más importantes de deterioro observados en los estudios experimentales. Muchos modelos histeréticos han sido desarrollados para representar el comportamiento histerético de elementos estructurales. Sin embargo, pocos modelos incluyen el comportamiento post-fluencia y la degradación progresiva del elemento. El modelo IMK-modificado desarrollado por Lignos y Krawinkler (2011, 2012), incorpora este comportamiento. El modelo IMK-modificado consiste de tres variaciones de deterioro para predecir el comportamiento no lineal de distintas secciones estructurales. Estos modelos de deterioro son: modelo bilineal, modelo de máximos orientados y modelo de máximos orientados con adelgazamiento.

### 6.4.2 Modelo de Máximos Orientados (MMO)

Este modelo mantiene las reglas histeréticas básicas propuestas por Clorg y Johnston en 1966 que más tarde fue modificado por Mahin y Bertero (1976), con la diferencia de que esta curva modificada incluye el endurecimiento por deformación y los esfuerzos residuales (figura 6.3). Esta figura muestra la rigidez de recarga para este modelos una vez que se alcanza el eje horizontal (puntos 3,7 y 11). El patrón de recarga siempre alcanza el máximo desplazamiento previo.



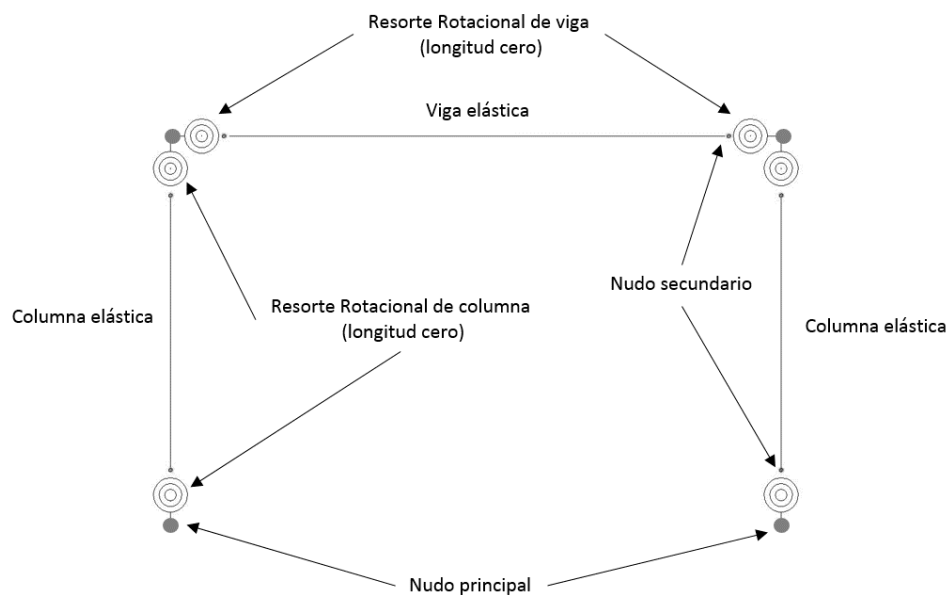
**Figura 6.3- Modelo de máximos orientados (Lignos y Krawinkler 2012)**

Las columnas de los marcos de estudio se modelan con elementos barra elásticos, a las cuales se le asignan las propiedades geométricas gruesas (área,  $A_g$ , y momento de inercia,  $I_g$ ) y las propiedades del concreto (módulo de elasticidad,  $E_c$ ). La transformación geométrica asignada para las columnas contempla los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ). En ambos extremos de cada columna se conectan un resorte rotacional (de longitud cero). El comportamiento no lineal de la columna se concentra en este resorte rotacional, al cual se le asigna un modelo de deterioro no lineal denominando Ibarra-Medina-Krawinkler modificado con máximos orientados desarrollado por Lignos y Krawinkler (2012). Los valores empleados para definir el comportamiento histerético de estos resortes para columnas compuestas embebidas fueron los asignados en el capítulo anterior, donde se calibraron estos parámetros con ensayos experimentales.

Las vigas también se modelaron como elementos barra elásticos. Las vigas del sistema corresponden a vigas compuestas y, por tanto, el módulo de elasticidad asignado se determinó haciendo una transformación de materiales. El área y la inercia de la sección se calcularon como

lo recomienda la especificación AISC para el diseño de vigas compuestas. Los extremo de las vigas también se conectan a resortes rotacionales de longitud cero, a los cuales se le asigna un modelo de deterioro no lineal Ibarra-Medina-Krawinkler modificado con máximos orientados, y con los valores calibrados por Lignos y Krawinkler (2011); para el caso de las vigas, la transformación geométrica no contempla los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ).

La masa de la estructura se concentró en los nodos principales del marco, tomando en cuenta el peso propio de la estructura y la sobrecarga correspondiente. Para el análisis gravitacional, la carga se aplicó de manera distribuida en las vigas. La figura 6.4 muestra un esquema de la definición y ubicación de los elementos empleados para el modelado de los especímenes.



**Figura 6.4- Esquema del modelado no lineal**

## 6.5 Protocolo de carga

Los edificios se analizaron como marcos planos sometidos al patrón de carga cíclica que se muestra en la figura 6.5, con un control de los desplazamientos laterales en cada entrepiso. Este protocolo de carga consiste en un patrón de cargas laterales de forma triangular invertida (simulando un primer modo de vibración) que se incrementan hasta la distorsión global objetivo, la cual consiste de tres ciclos con un incremento inicial de 0.0025 hasta una distorsión global de 0.01, y posteriormente grupos de tres ciclos con un incremento de 0.005 hasta una distorsión

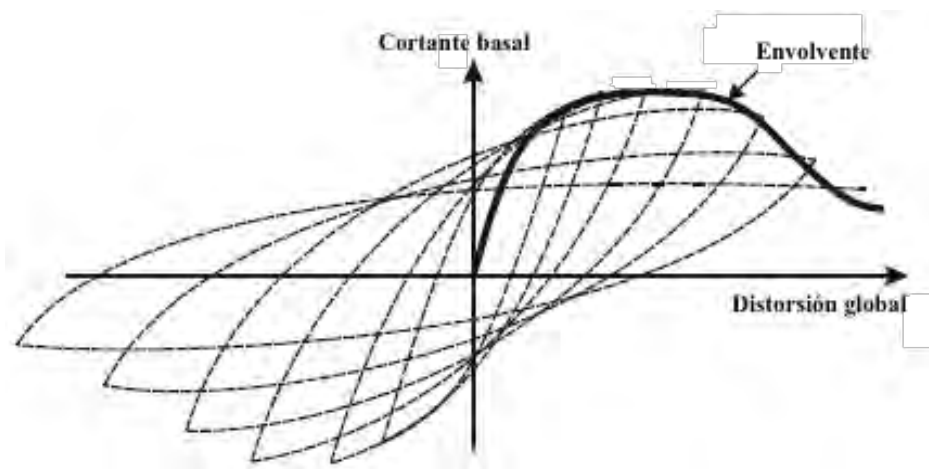
global máxima de 0.04. Este protocolo de carga cíclico inducirá acumulación de daño que se captura por el modelo de deterioro empleado.



**Figura 6.5- Protocolo de carga cíclica**

## 6.6 Resultados de los análisis

Los resultados de los análisis no lineales se procesan para obtener, a partir de la curva histerética del sistema ante carga cíclica, una curva envolvente (con desplazamientos positivos) de la capacidad del sistema, representada por el máximo cortante basal resistente de cada ciclo y la distorsión global del sistema como se ilustra en la figura 6.6.



**Figura 6.6- Curva de capacidad cíclica y curva envolvente**

Siguiendo el procedimiento previamente descrito, la figura 6.7 muestra un esquema de la curva de capacidad envolvente positiva de los seis marcos evaluados ante carga cíclica, en donde el eje

vertical representa el máximo cortante basal resistente de cada ciclo normalizado con el cortante de diseño, y el eje horizontal la distorsión global (o desplazamiento lateral normalizado con la altura total). Para cada curva envolvente se extraen tres puntos de control: punto de fluencia ( $V_y$ ,  $\delta_y$ ) en color verde, punto asociado a la resistencia máxima ( $V_{max}$ ,  $\delta_{max}$ ) en color amarillo, y punto de resistencia última ( $V_u=0.8V_{max}$ ,  $\delta_u$ ) en color rojo. En estas figuras además se indica (con una X) el punto donde se presentan el cortante y la distorsión global correspondiente a la máxima distorsión local de entrepiso de diseño.

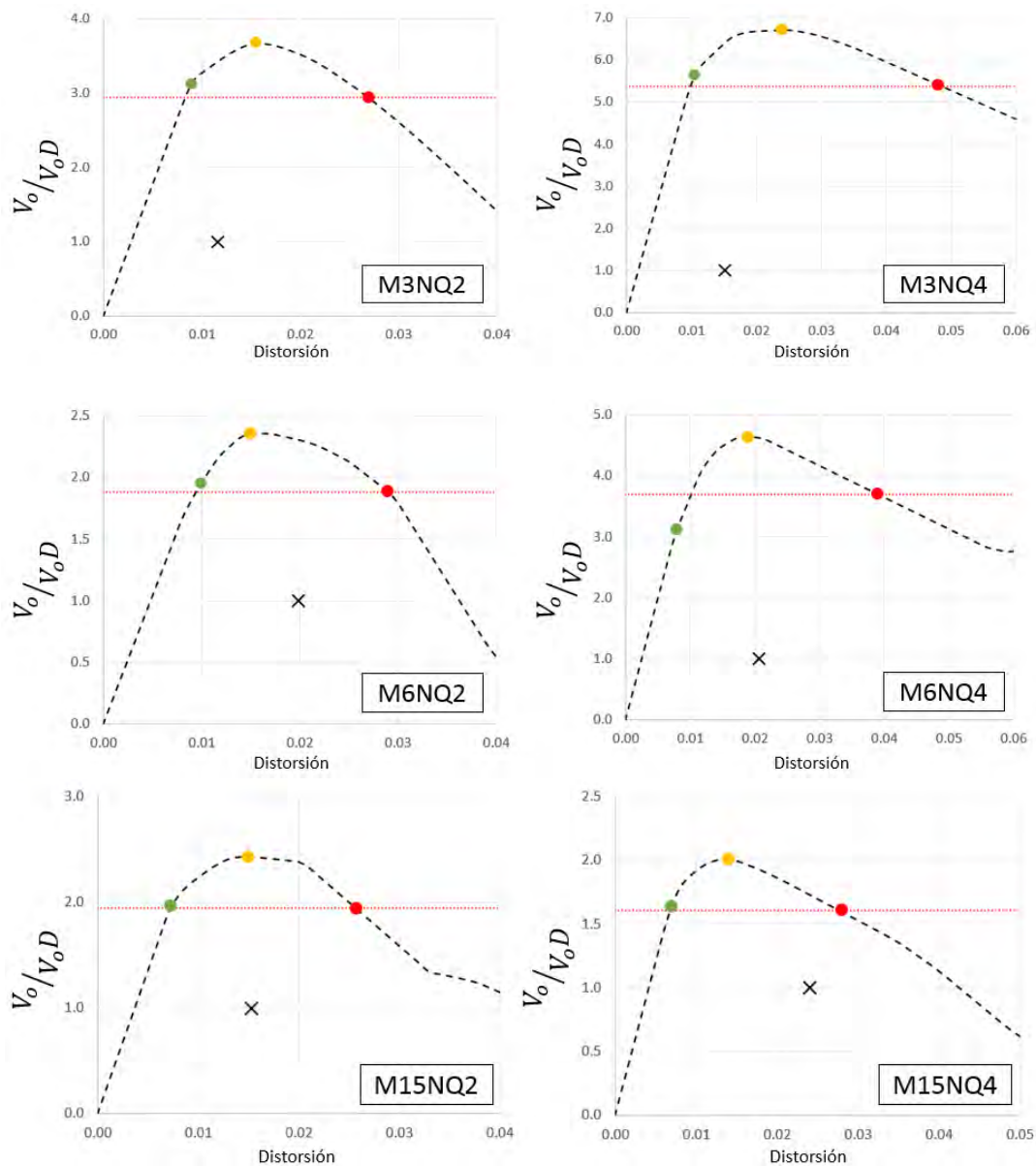


Figura 6.7- Curvas envolventes de capacidad



La tabla 6.3 resume los factores de sobre resistencia ( $R=V_{max}/V_{oD}$ ) y ductilidad ( $\mu=\delta_u/\delta_y$ ) que se extraen a partir de las curvas envolventes de capacidad de acuerdo con lo que indica FEMA P-695 para análisis estáticos. Estos resultados muestran que, no obstante que algunos sistemas se diseñan como no dúctiles, se logra en todos estos sistemas una ductilidad suficiente para permanecer en niveles seguros de deformaciones. La ductilidad de ellos fue superior a lo supuesto en el análisis ( $Q$ ), lo cual se atribuye al confinamiento del concreto por el acero transversal, y al alto confinamiento en el núcleo de concreto por el acero estructural. Estas altas ductilidades asumen que no se presenta alguna otra fuente de falla prematura en el sistema, como la falla en las conexiones vigas-a-columnas, lo cual no se considera en el presente estudio. La sobre resistencia que se obtiene también es superior al valor de 2.0 que considera el Apéndice A de las NTC-S (2004), sobre todo en los marcos de baja altura en donde el tamaño de las columnas está controlado por un perfil que soporte las cargas de montaje, y una sección de concreto que permita tener los recubrimientos libres mínimos del concreto con el acero estructural y con el refuerzo longitudinal y transversal.

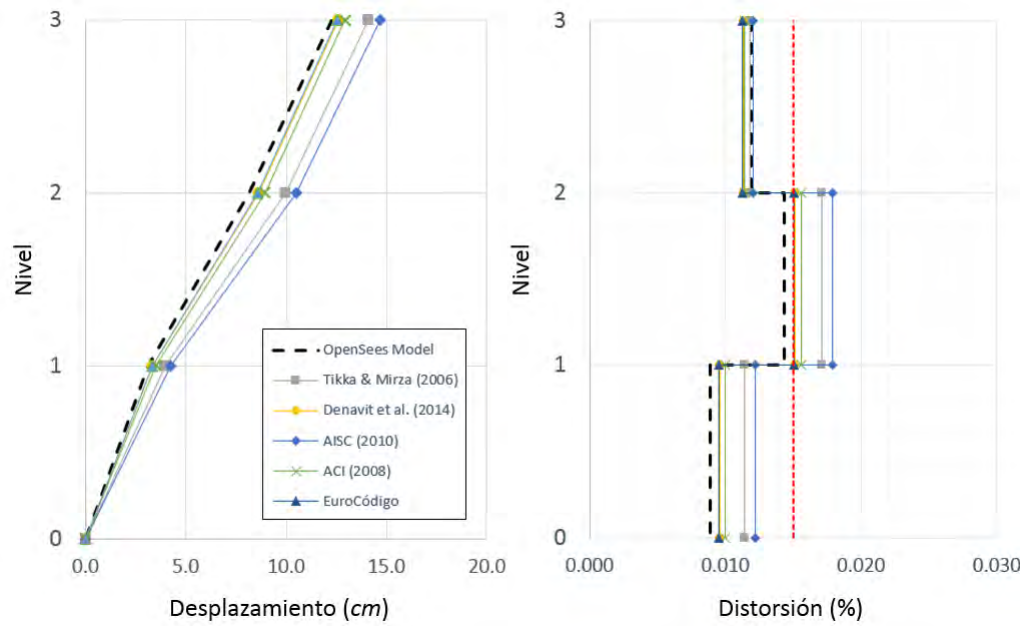
**Tabla 6.3 – Factores de desempeño de los especímenes**

<b>Prototipo</b>	<b>Niveles</b>	<b>Factor de comportamiento (<math>Q</math>)</b>	<b>Ductilidad (<math>\mu = \delta_u / \delta_y</math>)</b>	<b>Sobre resistencia (<math>R = V_{max} / V_{oD}</math>)</b>
M3NQ2	3	2	3.9	3.7
M3NQ4	3	4	4.8	6.7
M6NQ2	6	2	3.4	2.4
M6NQ4	6	4	4.8	4.6
M15NQ2	15	2	3.5	2.4
M15NQ4	15	4	4.2	2.1

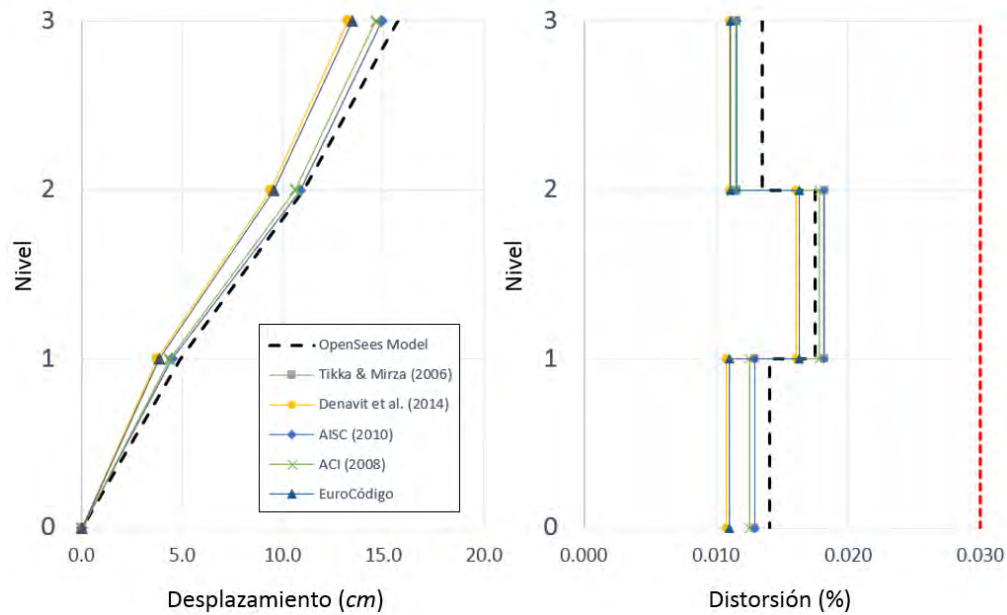
Las figuras 6.8 al 6.10 muestran los desplazamientos laterales y las distorsiones de entrepiso de los especímenes que se obtienen a partir de los análisis inelásticos (en línea punteada) asociado a la distorsión de diseño (punto X en las curvas de la figura 6.7), y los que se obtienen de los análisis elásticos utilizando las diferentes propuestas de rigidez efectiva,  $EI_{eff}$ .

Para el espécimen de 3 niveles de baja ductilidad, el menor error en la predicción de la distorsión máxima de entrepiso se obtiene con las ecuaciones propuestas por el Eurocódigo (2004) con un

4.8% y por Denavit *et al.* (2011) con un 5.2%, mientras que para el modelo de alta ductilidad el menor error en la predicción es la propuesta de Tikka y Mirza (2006) con un 0.80% de error.

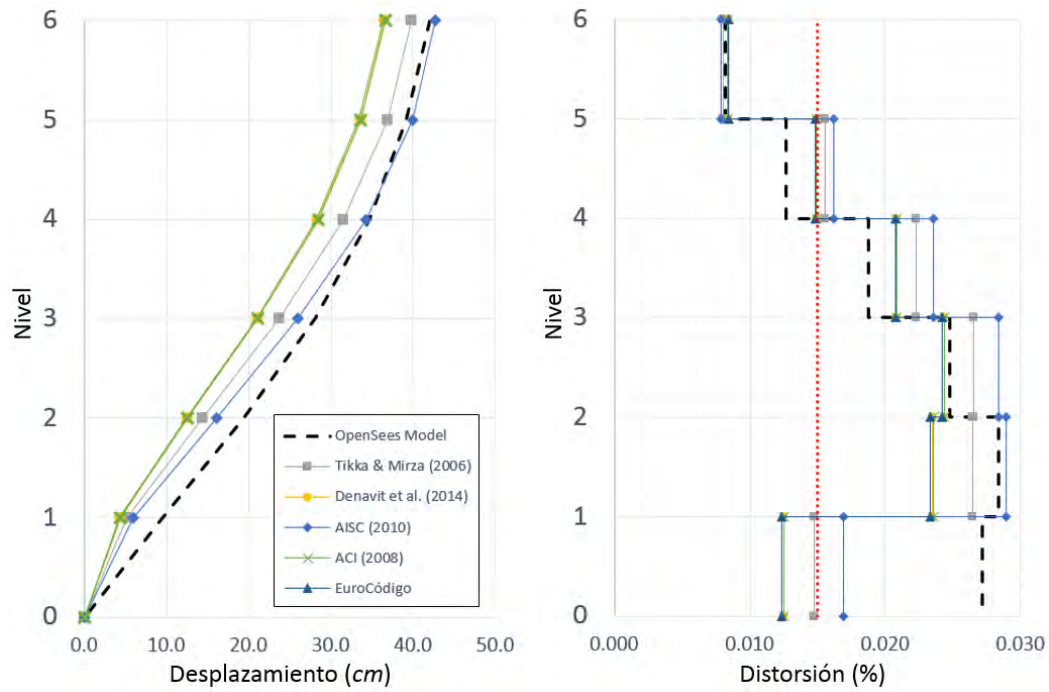


(a) M3NQ2

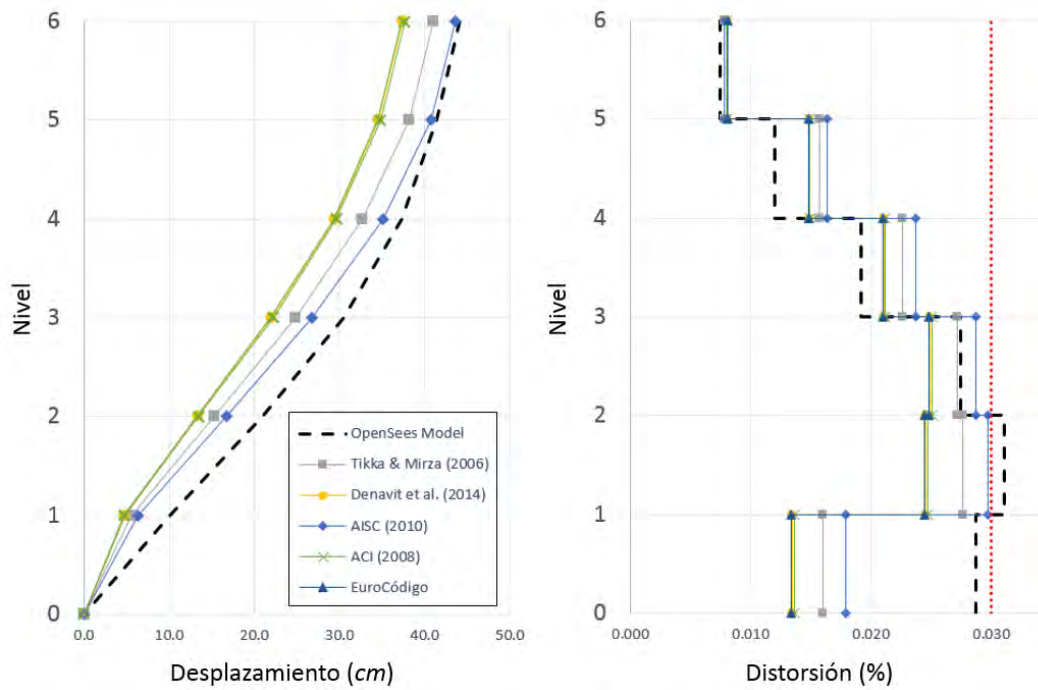


(b) M3NQ4

**Figura 6.8- Desplazamientos y distorsiones del espécimen de 3 niveles**

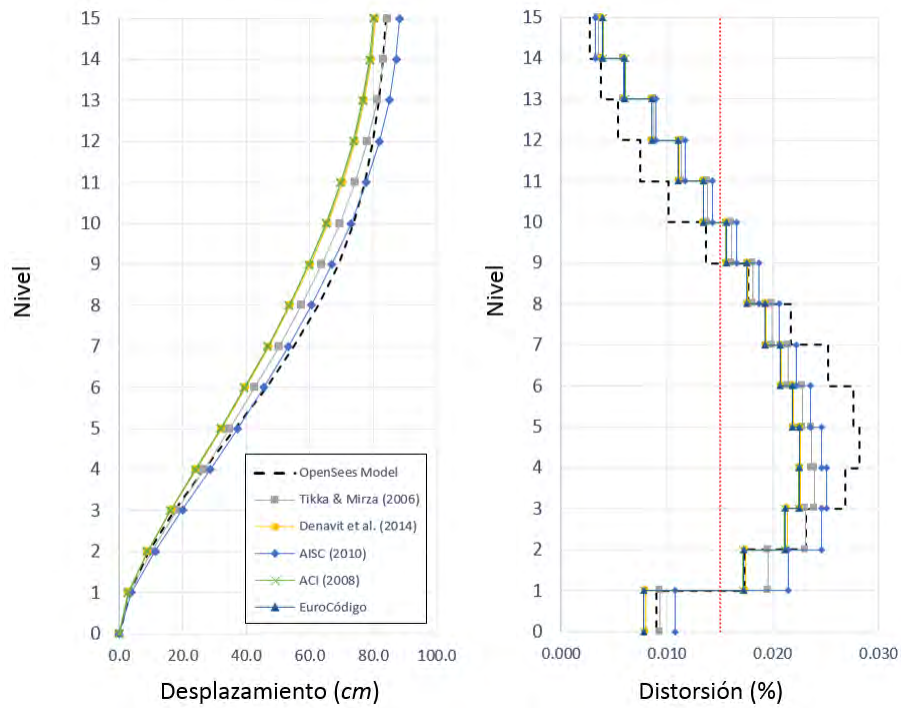


(a) M6NQ2

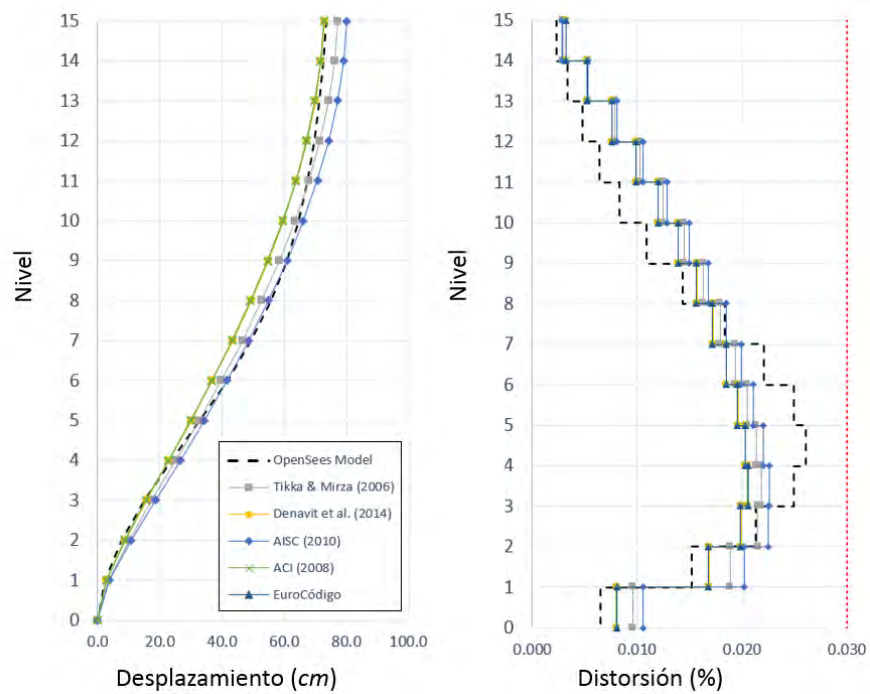


(b) M6NQ4

Figura 6.9- Desplazamientos y distorsiones del espécimen de 6 niveles



(a) M15NQ2



(a) M15NQ4

Figura 6.10- Desplazamientos y distorsiones del espécimen de 15 niveles

Con el mismo procedimiento, la tabla 6.4 resume el error en la predicción de la distorsión máxima de entrepiso con los análisis elásticos (usando las diferentes ecuaciones de rigidez efectiva,  $EI_{eff}$ ) respecto a la que se obtiene con el análisis inelástico. Esta tabla resalta que en los modelos de baja ductilidad los errores mayores corresponden a los casos cuando se usan la rigidez efectiva del AISC (2010) y la propuesta por Tikka y Mirza (2006); de manera contraria, en los modelos de alta ductilidad, las propuestas por Denavit *et al.* (2011), el ACI (2008) y el Eurocódigo (2004) presentan mayor error para calcular la rigidez efectiva.

**Tabla 6.4 – Error de la distorsión máxima de entrepiso de los análisis elásticos**

Espécimen	Tikka y Mirza (2006)	Denavit <i>et al.</i> (2011)	AIS (2010)	ACI (2008)	Eurocódigo (2004)
M3NQ2	19.0%	5.20%	24.5%	8.40%	4.80%
M3NQ4	0.80%	-11.20%	0.70%	-1.40%	-9.70%
M6NQ2	-2.40%	-10.40%	4.40%	-10.30%	-10.90%
M6NQ4	-4.80%	-12.70%	0.60%	-12.30%	-13.10%
M15NQ2	2.10%	-2.30%	6.10%	-2.90%	-2.70%
M15NQ4	-1.30%	-6.00%	-1.80%	-6.30%	-6.20%

## 6.7 Análisis dinámico no lineal

El análisis tiempo-historia evalúa la respuesta dinámica de una estructura sometida a cargas que varían de acuerdo a una función específica de tiempo. Las ecuaciones dinámicas de equilibrio se resuelven utilizando un análisis modal y se asignan las condiciones iniciales en cada paso con el estado final del análisis previo. Adicionalmente, en estos métodos de solución, el amortiguamiento numérico o artificial debe ser incluido, con el propósito de obtener soluciones estables.

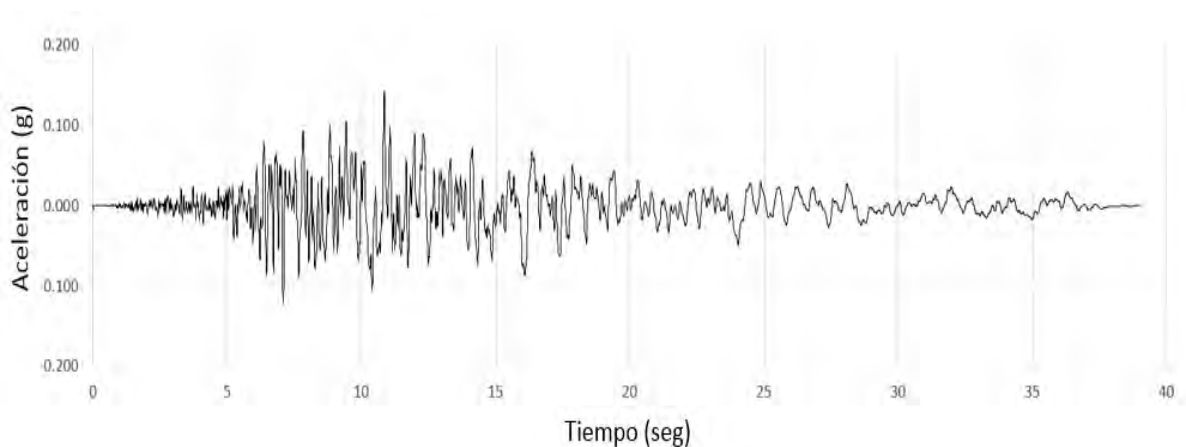
### 6.7.1 Modelo

El modelo analizado en esta metodología corresponde al marco M3NQ4, este marco se sometió a una excitación sísmica en la base en el sentido del eje fuerte de las columnas compuestas. Para este análisis se empleó el modelo no lineal de plasticidad concentrada, asignando el comportamiento de deterioro del modelo IMK modificado, mismo que se utilizó en el calibrado de ensayos experimentales. El amortiguamiento asignado al sistema corresponde al 3%.

El análisis dinámico paso a paso tiene como objetivo evaluar el comportamiento de las columnas a lo largo de la historia de aceleraciones, localizar el punto donde se presenta la respuesta máxima del sistema y determinar los desplazamientos y distorsiones de entrepiso para compararlos con los resultados de un análisis elástico sometido a la misma excitación, en el cual se asignara a las columnas la rigidez a flexión efectiva calculada con las ecuaciones evaluadas en esta investigación. Se realizaron 3 análisis de la estructura sometiéndolo a incrementos de la intensidad del 100%, 200% y 400%. Esto tiene la finalidad de obtener valores de degradación significativos de los elementos.

### **6.7.2 Historia de aceleraciones**

El acelerograma empleado para este análisis corresponde al registro de: “Imperial Valley 10/15/79 2316. Arreglo #12 “EL CENTRO” (USGS STATION 931), figura 6.11.

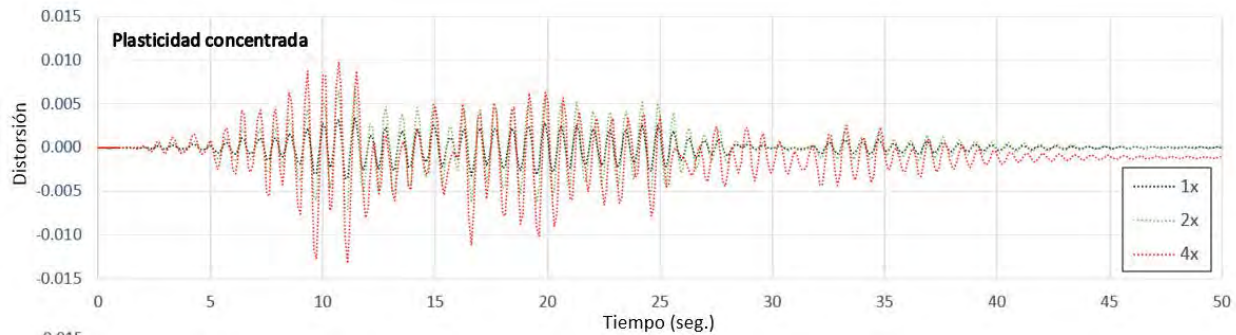


**Figura 6.11- Acelerograma “El Centro”**

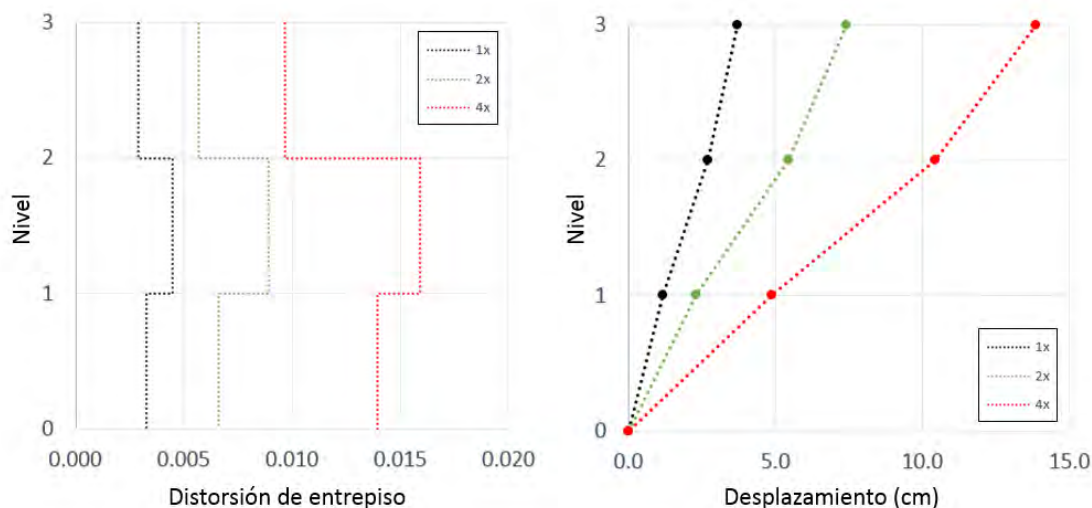
### **6.7.3 Resultados del análisis dinámico no lineal**

El modelo analizado sometido a la intensidad del 100 y 200% presentó un comportamiento lineal en todo momento, obteniendo una deformación máxima alrededor del segundo 11, previo a este punto el comportamiento de la estructura en los análisis con las intensidades 100, 200 y 400% es linealmente mayor respectivamente, en este punto, el modelo con intensidad de 400% degrada su rigidez, y genera una rotula plástica que provoca una deformación permanente en la estructura. Esto se puede observar en la figura 6.12. Posterior al segundo 11, el comportamiento de la estructura sometida a la intensidad de 400% presenta un comportamiento significativamente diferente que los análisis de comportamiento lineal, ya que se comienza a degradar la rigidez

global de la estructura provocando variación de las propiedades dinámicas de la estructura en cada paso del análisis. La figura 6.13 muestra los desplazamientos y distorsiones de entrepiso de los 3 análisis. Se puede observar que el primer modo es el modo dominante en la excitación del sistema y que en el modelo de 400% de intensidad, se articula el nivel inferior.



**Figura 6.12- Historia de desplazamientos del 3er nivel**

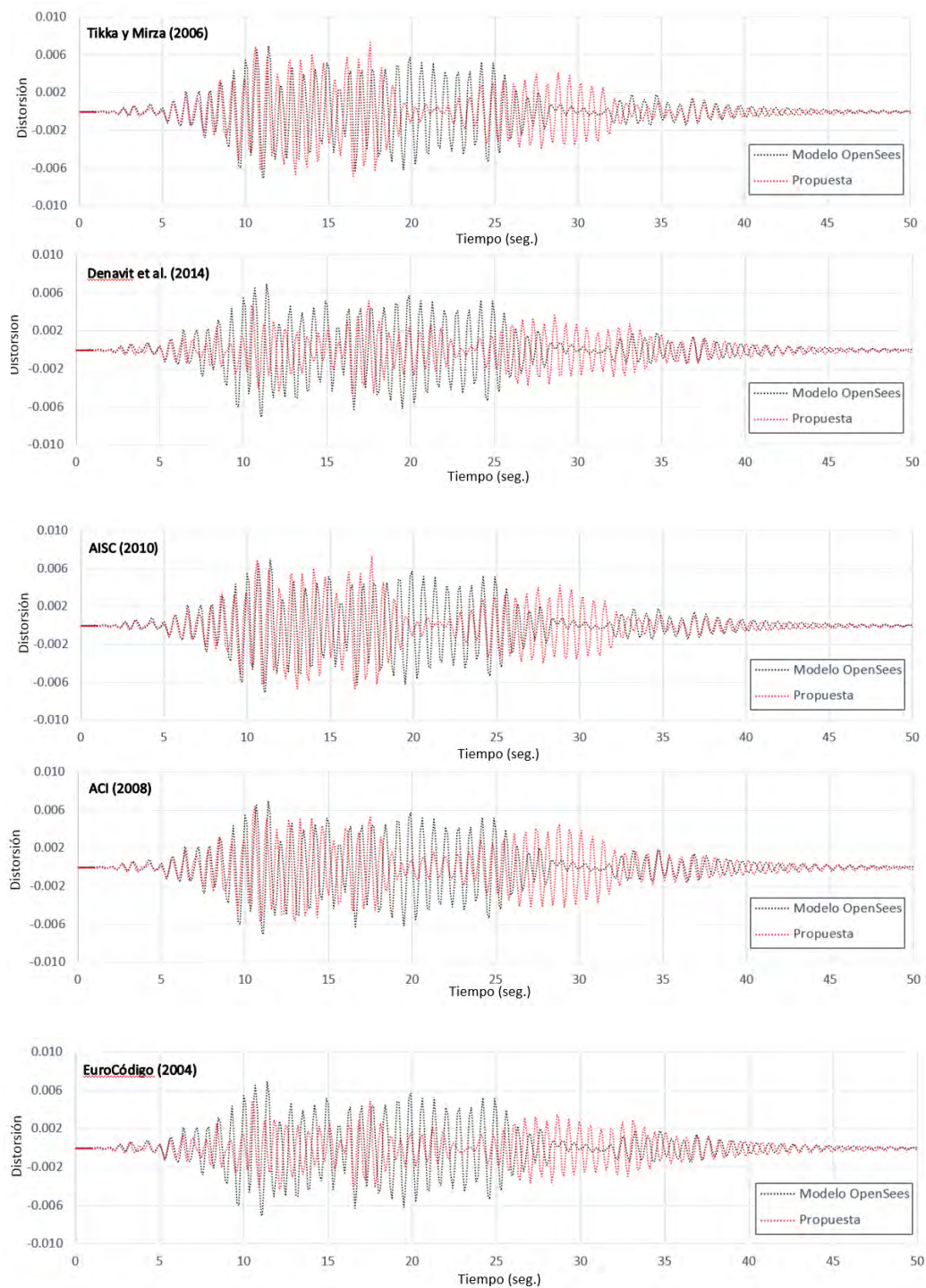


**Figura 6.13- Desplazamientos y distorsiones máximas del análisis paso a paso**

La respuesta de los modelos elásticos se contrasta con el comportamiento del modelo no lineal en el análisis con intensidad de 200%, figura 6.14. Esta figura muestra la historia de tiempo contra la distorsión global de la estructura. El valor objetivo en dichos análisis es la respuesta máxima en algún punto de la historia de desplazamientos. Este valor se localiza un se calcula el porcentaje de error con respecto al modelo no lineal. Los resultados se presentan en la tabla 6.5. Las propuesta del AISC (2010) con un error menor al 1% y la propuesta de Tikka y Mirza (2006) con un error poco mayor al 1% muestran predecir correctamente la respuesta del sistema,



mientras que las propuestas del ACI (2008), Eurocódigo (2004) y Denavit *et al.* (2014) muestran subestimar la respuesta del sistema sometido a una excitación dinámica.



**Figura 6.14- Historia de desplazamientos del 3er nivel, modelo vs. propuestas**



**Tabla 6.5 – Porcentaje de variación de la respuesta máxima**

<b>Espécimen</b>	<b>Tikka y Mirza (2006)</b>	<b>Denavit <i>et al.</i> (2011)</b>	<b>AISC (2010)</b>	<b>ACI (2008)</b>	<b>Eurocódigo (2004)</b>
M3NQ2 (2x)	1.20%	-30.50%	0.50%	-13.20%	-34.70%

## 6.8 Comentarios sobre el desempeño y respuesta de marcos a momento

Este capítulo evaluó el parámetro de la rigidez a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) de columnas compuestas embebidas que se requiere asignar en el análisis de marcos rígidos para la determinación de los desplazamientos y distorsiones de entrepiso. Esta última metodología comparó los desplazamientos que se obtienen a partir de análisis inelásticos con los que se obtienen siguiendo el procedimiento descrito en las NTC-S (2004) a partir de análisis elásticos. Esta metodología se aplica a un grupo específico de prototipos que incluyen una muestra representativa del espectro de los sistemas de marcos rígidos compuestos. La rigidez a flexión efectiva en los análisis inelásticos se considera explícitamente a partir del modelo de deterioro Ibarra-Medina-Krawinkler modificado con máximos orientados, mientras que para los análisis elásticos se utilizan las diferentes ecuaciones semi-empíricas reportadas en la literatura por diferentes investigadores y adoptadas en algunas normas de diseño. A partir de las curvas envolventes de capacidad de los análisis inelásticos, se extraen los valores de rigidez a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) de columnas compuestas como el valor correspondiente al límite elástico del sistema, los cuales se contrastan para fines de calibración con los que se determinan a partir de ecuaciones semi-empíricas propuestas en la literatura. De acuerdo a los resultados obtenidos a partir de análisis no lineales estáticos y dinámicos, la rigidez a flexión efectiva que desarrollan las columnas compuestas dentro de un sistema de marcos rígidos es menor a la desarrollada en elementos asilados, ya que los valores más aproximados a la predicción del comportamiento de la estructura se correlacionan con los valores calculados por la normativa AISC (2010) y la propuesta de Tikka y Mirza (2006), donde el valor de la rigidez efectiva es cercana a  $0.5I_g$ . Con estos análisis se concluyen las metodologías empleadas en esta investigación.

## 7 Conclusiones y recomendaciones

Esta investigación evaluó el comportamiento de la rigidez a flexión efectiva que desarrollan las columnas compuestas del tipo embebidas (o SRC) a partir de cuatro metodologías que se evaluaron en distintas etapas de este proyecto de tesis.

La primera metodología discute los resultados de la calibración de la rigidez elástica a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) para la determinación de los periodos fundamentales de vibración de un edificio con columnas compuestas embebidas (SRC). La calibración de esta rigidez para el edificio de estudio se realiza a partir de las frecuencias naturales que se obtienen de mediciones de vibración ambiental, y de valores que se obtienen con análisis modales utilizando ecuaciones teóricas y semiempíricas de rigideces efectivas disponibles en la literatura, en las que se incluyen propuestas de diferentes investigadores y otras adoptadas en algunas normas de diseño. El edificio de 25 niveles está estructurado con marcos rígidos, un par de marcos arriostrados en su dirección transversal, y columnas de acero de sección I armadas y embebidas con concreto reforzado.

La segunda metodología evalúa el parámetro de rigidez a flexión efectiva de columnas compuestas embebidas (SRC) a partir de análisis con elementos finitos, y con el cual se intenta predecir el comportamiento y degradación de la rigidez de columnas compuestas con aproximaciones numéricas confiables. El método de los elementos finitos es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales muy utilizado en diversos problemas de ingeniería y de física. La variedad de problemas a los que puede aplicarse es muy variado, y su aplicación en elementos compuestos de acero y concreto también ha sido ampliamente utilizado (e.g., Varma 2006, Hu 2008, Perea 2008, entre muchos otros).

La tercera metodología evalúa el comportamiento no lineal de columnas compuestas embebidas a través de cuatro modelos de deterioro para reproducir la degradación de las propiedades elásticas. El primero modelo de deterioro consiste en un modelo de plasticidad distribuida, en la cual las columnas compuestas se discretizan en fibras donde se asignan las leyes constitutivas correspondientes al material; los tres modelos restantes incorporan el principio de plasticidad concentrada con diferentes propiedades de deterioro y respuesta histerética. Los resultados que

se obtienen se calibran con los datos experimentales que se reportan por Chen *et al.* (2014), y por Ricles y Paboojian (1994).

La cuarta metodología evalúa el parámetro de la rigidez a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) de columnas compuestas embebidas tipo SRC al comparar los desplazamientos que se obtienen a partir de análisis inelásticos y los que se obtienen siguiendo el procedimiento descrito en las NTC-S (2004) a partir de análisis elásticos. Esta metodología se aplica a un grupo específico de prototipos que incluyen una muestra representativa del espectro de los sistemas de marcos rígidos compuestos. La rigidez a flexión efectiva en los análisis inelásticos se considera explícitamente a partir de un modelo de deterioro, mientras que para los análisis elásticos se utilizan las diferentes ecuaciones semiempíricas reportadas en la literatura por diferentes investigadores y adoptadas en algunas normas de diseño. A partir de las curvas envolventes de capacidad de los análisis inelásticos, se extraen los valores de rigidez a flexión efectiva ( $EI_{eff}$ ) de columnas compuestas como el valor correspondiente al límite elástico del sistema, los cuales se contrastan para fines de calibración con los que se determinan a partir de ecuaciones semiempíricas propuestas en la literatura.

## **7.1 Conclusiones**

### **7.1.1 Metodología 1**

Los resultados obtenidos del estudio de vibración ambiental demuestran que esta metodología, además de ser relativamente simple, es muy eficiente para determinar las propiedades dinámicas de las estructuras. Los periodos obtenidos a través de vibración ambiental demuestran que, la especificación del AISC es conservadora para fines de la estimación del periodo. Por el contrario, la superposición de los elementos que integran la sección compuesta sobreestima la rigidez, y por tanto se subestiman los periodos estructurales. Los criterios de rigidez efectiva que proporcionaron resultados con el menor error, para el edificio de estudio, son los propuestos por el Eurocódigo (2004), el ACI (2008) y Denavit *et al.* (2014), los cuales proporcionan para el edificio de estudio una rigidez efectiva de alrededor del 70% de la rigidez gruesa de la sección.

### **7.1.2 Metodología 2**

Los resultados obtenidos con esta metodología muestran que es un procedimiento complejo, que predice correctamente los estados de esfuerzo a los que se someten las estructuras y es muy eficiente para localizar problemas locales dentro de las estructuras; sin embargo, esta metodología es ineficiente si se utiliza para evaluar el desempeño de todo el sistema estructural y para cargas dinámicas.

La respuesta del modelo mostró tener una buena correlación con el diagrama de interacción calculado por la especificación AISC (2010). De forma contraria, esta misma especificación del AISC resultó ser conservadora para fines de la estimación del desplazamiento lateral de columnas compuestas. La ecuación propuesta por el Eurocódigo (2004) y Denavit *et al.* (2014) predicen con mejor predicción el desplazamiento lateral. Por su parte, la expresión propuesta por ACI (2008) subestima los desplazamientos laterales ya que toma un mayor porcentaje de inercia efectiva de la sección.

### **7.1.3 Metodología 3**

Los resultados de ambos modelos para reproducir la no-linealidad demostraron tener la capacidad de representar el comportamiento general de los experimentos de forma satisfactoria.

En particular, el modelo de plasticidad distribuida representó adecuadamente la rigidez inicial, el punto de fluencia, la disipación de energía, y la degradación histerética de los especímenes compuestos que se evaluaron; sin embargo, el comportamiento post-fluencia exhibió una variación importante con respecto a lo medido en los experimentos.

Por su parte, el modelo de plasticidad concentrada representó apropiadamente la rigidez inicial, el punto de fluencia y el deterioro progresivo de la rigidez de la sección post-fluencia respecto a lo medido en las pruebas experimentales de los especímenes compuestos que se evaluaron; no obstante, el comportamiento histerético no mostró tener una correlación adecuada con el comportamiento real de los experimentos aunque, dependiendo de lo que se desea obtener, es una alternativa viable para reproducir el desempeño y el deterioro general de una columna compuesta.

Los criterios de rigidez efectiva que proporcionaron resultados con el menor error, para esta metodología se pueden dividir en 2 grupos: para los especímenes de baja ductilidad se

obtuvieron valores aceptables de error con las ecuaciones propuestas por el ACI (2008), el Eurocódigo (2004) y la de Denavit *et al.* (2014); por su parte, para los modelos de alta ductilidad el menor error aceptable se obtuvo con las ecuaciones propuestas del AISC (2005), y de Tikka y Mirza (2006).

#### **7.1.4 Metodología 4**

Los resultados de esta cuarta metodología demuestran que un menor error en el cálculo de los desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso de marcos rígidos con columnas compuestas embebidas (SRC) se presentaron con las ecuaciones de rigidez a flexión efectiva propuestas por el AISC (2010) y por la de Tikka y Mirza (2006).

#### **7.1.5 Observaciones generales**

Con base en los resultados que se obtienen en esta investigación se concluye lo siguiente:

- Los valores menos conservadores para calcular el  $EI_{eff}$  de columnas compuestas SRC tienen una mayor aproximación para calcular las propiedades dinámicas de una estructura, por consecuencia, estos valores se recomiendan para un primer análisis y con este calcular las fuerzas sísmicas de diseño.
- El valor de  $EI_{eff}$  que desarrollan las columnas compuestas SRC depende del grado de ductilidad y deterioro de la sección con el que se pretenda diseñar ante una sollicitación sísmica.
- Para el diseño de edificios de baja ductilidad, el valor de  $EI_{eff}$  mas aproximado para calcular los desplazamientos y distorsiones de entrepiso son las propuestas con valores menos conservadores.
- Para el diseño de edificios de alta ductilidad, el valor de  $EI_{eff}$  mas aproximado para calcular los desplazamientos y distorsiones de entrepiso son las propuestas con valores más conservadores.

## 7.2 Sugerencias para trabajos futuros

Para incrementar el conocimiento sobre el comportamiento de marcos a momento con columnas compuestas embebidas y validar las conclusiones presentadas en esta investigación se sugiere que trabajos futuros se enfoquen en:

- La generación de una base de datos con el registro de mediciones de vibración ambiental de estructuras compuestas a lo largo del tiempo. Estos datos permitirán observar la evolución en el cambio de las propiedades dinámicas (e.g., su rigidez) del sistema estructural.
- Realizar pruebas experimentales de marcos completos. Como se discutió en este trabajo, los resultados que se obtienen en esta investigación muestran que el valor de  $EI_{eff}$  de elementos aislados y sistemas de marcos rígidos varían de forma significativa.
- Calibrar modelos matemáticos con los resultados experimentales a marcos a momento con columnas compuestas.
- Realizar análisis dinámicos incrementales (IDA) utilizando registros sísmicos locales para comparar los resultados obtenidos con los análisis estáticos y dinámicos de esta investigación.
- Evaluar análisis de edificios compuestos con otras configuraciones estructurales como los son los marcos con arrostramiento lateral.
- Evaluar análisis de edificios compuestos con distintos sistemas de piso, tales como: losas de concreto presforzado, postensado, o artesonado, etc.
- Evaluar la conexiones viga – columna; se sugiere analizar marcos compuestos con conexiones semirrígidas, o combinaciones de conexiones rígidas y flexibles.

## Referencias

1. ACI (2005). Building Code Requirements for Structural Concrete. ANSI/ACI 318-05. USA.
2. ACI (2008). Building Code Requirements for Structural Concrete. ANSI/ACI 318-08. USA.
3. AISC (2010). Specifications for structural steel buildings. ANSI/AISC 360-10. USA.
4. Bendat J.S., Piersol A.G. (1986). *Random data, analysis and measurement procedures*. John Wiley and Sons.
5. Chang, G. A., y Mander, J. B. (1994). *Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I - Evaluation of Seismic Capacity*. National Center for Earthquake Engineering Research, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo, Buffalo, New York.
6. Chen, C.W., Wang, C., Sun, H. (2014). *Experimental study on Seismic Behavior of Full Encased Steel-Concrete Composite Columns*. Journal of Structural Engineering. **140:6**, 04014024.
7. CSI (2005), "ETABS Nonlinear Versión 9.5.0, Extended 3D analysis of building systems", Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.
8. Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Leon., R.T. (2011). *Seismic Behavior of Steel Reinforced Concrete Beam-Columns and Frames*. ASCE/SEI Structures Congress, 2852-2861.
9. Denavit M.D., Hajjar J.F., Leon R.T., Perea. T. (2014). *Analysis and Design of Steel-Concrete Composite Frame System*. Structures Congress 2014, pp. 2605–2616.
10. El-Tawil y Dierlein (1999). *Strength and Ductility of Concrete Encased Composite Columns*, Journal of Structural Engineering. September 1999/**1019**.
11. Eurocódigo 8 (1998). Design provisions for earthquake resistant structures.
12. Eurocódigo (2004). Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. EN 1994-1-1. European Committee for Standardization. Brussels.
13. Eggemann, H., 2003a. *Development of Composite Columns – Emperger's Effort*. Proceedings of the First International Congress on Construction History. Ed. S. Huerta. 20.-24. Enero 2003. Madrid: Instituto Juan de Herrera, ETSA. pp.787-798.
14. Eggemann, H., 2003b. *Vereinfachte Bemessung von Verbundstützen im Hochbau: Entwicklung, historische Bemessung und Herleitung eines Näherungsverfahrens Dissertation*, RWTH Aachen University, published online: [www.bth.rwth-aachen.de](http://www.bth.rwth-aachen.de).
15. Eggemann, H., 2006. *Simplified Design of Composite Columns, Bases on a comparative Study of the Development of Building regulations in Germany and the United States*, 2006.
16. Emperger, F., 1911. *Hohle Gußeisensäule mit einem Mantel aus umschürtem Beton*. German Reich Patent no. 291068.

17. FEMA P-695 (2009). *Effect of strength and stiffness degradation on the seismic response of structural systems*, FEMA 440A, prepared by the Applied Technology Council (ATC) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
18. Griffis, L. G. (1992). *Composite frame construction*. Constructional steel design, an international guide, P. J. Dowling, J. E. Harding, and R. Bjorhovde, eds., Elsevier Science, New York, 523–553.
19. Hajjar (2010). *Characterization of Behavior of Composite Frames and Applications for Design*. Department of Civil and Environmental Engineering, Northeastern University, October 15, 2010.
20. Hu, T., Huang, C. S. and Chen, Z. L. (2005), *Finite Element Analysis of CFT columns subjected to an axial compressive force and bending moment in combination*, J of Constructional Steel Research, v. 62, pp 1692-1712.
21. Ibarra, L.F., Medina, R.A., Krawinkler, H. (2002). *Collapse assessment of deteriorating SDOF systems*. Proceedings of the 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, London, UK. Paper 665, Elsevier Science Ltd., September 9-13, 2002.
22. Ibarra, L.F., Krawinkler H., (2005). *Global collapse of frame structure under seismic excitations*. Report No. PEER 2005/06, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, California.
23. Ibarra, L.F., Medina, R. A., Krawinkler H. (2005). *Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, **34:12**, 1489-1512.
24. Lamarche C.P., Mousseau S., Paultre P., Proulx J. (2002). *A comparison of ambient and forced-vibration testing of a full scale concrete structure*. Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada.
25. Leon, R. T., Kim, D. K., and Hajjar, J. F. (2007). *Limit state response of composite columns and beam-columns. Part I: Formulation of design provisions for the 2005 AISC specification*. AISC Eng. J., 707 44(4), 341–358.
26. Leon, R. T., and Hajjar, J. F. (2008). *Limit state response of composite columns and beam-columns. Part II: Application of design provisions for the 2005 AISC specification*. AISC Eng. J., 45(1), 21–46.
27. Lignos D.G., Krawinkler H. (2011). *Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading*. Journal of Structural Engineering, **137:11**, 1291–1302.
28. Lignos, D.G., Krawinkler, H. (2012). *Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations*, Report TB 177, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Stanford University, Stanford, CA, USA.



29. Malaga, C. (2007). *Can a SDOF system predict a MDOF response?*, MSc thesis, Escuela Europea de Reduccion del Riesgo Sísmico.
30. Mahin, S.A., Bertero, V.V. (1976). *Nonlinear seismic response of a coupled wall system*. ASCE Journal of the Structural Division, **102:9**, 1759–1980.
31. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, Journal of Structural Engineering, **114:8**, 1804-1826.
32. Murià D., Fuentes L., González R. (2000). *Incertidumbres en la estimación de las frecuencias naturales de vibración de edificios*. Información Tecnológica, Vol. 11, No. 3, pp. 177-184. Chile.
33. Murià D., Fuentes L., González R. (2000). *Incertidumbres en la estimación de las frecuencias naturales de vibración de edificios*. Información Tecnológica, Vol. 11, No. 3, pp. 177-184. Chile.
34. Murià D., Rodríguez G. (2001). *Análisis de los registros sísmicos obtenidos de 1993 a 1998 en el edificio Jalisco*. Instituto de Ingeniería UNAM. Colección: Serie Azul No. 628. México.
35. Murià D. (2007). *Experiencia mexicana sobre la respuesta sísmica de edificios instrumentados*. Instituto de Ingeniería UNAM. México.
36. Nakamura Y. (1989). *A method for dynamic characteristics estimation of surface using microtremors on the ground surface*. QR of RTRI. Vol. 30, No.1, pp. 25-33.
37. NTC DS (2004), Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, Gaceta Oficial del Distrito Federal, D.F. Tomo II, No.103 BIS, octubre.
38. NTC EM (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas", Gaceta Oficial del Distrito Federal, D.F. Tomo I, No.103 BIS, octubre.
39. OpenSees (2011). Open System for Earthquake Engineering Simulation, Open source software, <http://opensees.berkeley.edu>.
40. Paulay, T., and Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley, New York.
41. PEER/ATC (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, PEER/ATC-72-1, Applied Technology Council and Pacific Earthquake Engineering Research Center, Redwood City, CA, USA.
42. Perea, T., Quezada, J.R., Rasgado, A.M. (2012). *Análisis de marcos resistentes a momento con columnas compuestas*. Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco, 2012.
43. Perea, T. (2004). *Análisis de Vibraciones en Suelos y Estructuras*. Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco, Reporte interno UAM. Marzo de 2004.
44. Perea, T. (2010). *Analytical and experimental study on slender concrete filled steel tube columns and beam-columns*. Ph.D. thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta.

45. Perea, T., Leon, R., Hajjar, J., and Denavit, M. (2013b). *Strategies for determining buckling loads of slender full-scale concrete-filled tube specimens*. Composite Construction in Steel and Concrete VII, ASCE, 728 Reston, VA.
46. Perea, T., Leon, R. T., Hajjar, J. F., Denavit, M. D. (2014). *Full-Scale Tests of Slender Concrete-Filled Tubes: Interaction Behavior*. Journal of Structural Engineering, ASCE, accepted for publication.
47. Popovics, S. (1973), *A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete*. Cement and Concrete Research, 3(5), U.S.A., pp. 583–599.
48. Reporte UAM-A/DMAE-2011/05. Universidad Autónoma Metropolitana. México, D.F.
49. Ricles, J.M., Paboojian, S.D. (1994). *Seismic performance of steel-encased composite columns*. Journal of Structural Engineering, **120**:8, 2474-2494.
50. Rodríguez G., Macías M., Murià D., Palacios C. (2001). *Respuesta sísmica de un edificio instrumentado en un periodo de 10 años*. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco, México.
51. Shen, C., Mamaghani, P., Mizuno, E., y Usami, T. (1995), *Cyclic behavior of structural steels. II: theory*, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, U.S.A., pp. 1165-1172.
52. Suita, K., Yamada, S., Tada, M., Kasai, K., Matsuoka, Y., y Sato, E. (2008). *Results of recent E-Defense test son full-scale Steel buildings: Part I – Collapse experiment on 4 story moment frame*. Proceedings ASCE Structures Congress, Vancouver, 2008.
53. Surovek-Maleck, A. E., and White, D. W. (2004a). *Alternative Approaches for Elastic Analysis and Design of Steel Frames. I: Overview*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 130(8), 1186–1196.
54. Surovek-Maleck, A. E., and White, D. W. (2004b). *Alternative Approaches for Elastic Analysis and Design of Steel Frames. II: Verification Studies*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 130(8), 1197–1205.
55. S. A. Mirza y J. G. MacGregor, *Probabilistic study of strength of reinforced concrete members*, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 9, no. 3, pp. 431–448, 1982.
56. Tikka, T.K. y Mirza, S.A. (2006). *Nonlinear EI equation for slender composite columns bending about the minor axis*. Journal of Structural Engineering. 132:10, 1590-1602.
57. Trifunac M.D. (1972). *Comparisons between ambient and forced vibration experiments*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, pp. 133-150. John Wiley & Sons. USA.
58. Varma, J. (2000). “Seismic behavior, analysis, and design of high strength square concrete filled steel tube (CFT) columns.” Ph.D. thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Lehigh Univ.